

JOONAS TOLONEN

## Suokannan rautatiesilta - Vanhan teräspalkki- betonisen laattasilan koekuormitus







Joonas Tulonen

# Suokannan rautatiesilta – Vanhan teräspalkkibetonisen laattasillan koekuormitus

Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 40/2013

Liikennevirasto

Helsinki 2013

*Kannen kuva: Heikki Luomala*

Verkkojulkaisu pdf ([www.liikennevirasto.fi](http://www.liikennevirasto.fi))

ISSN-L 1798-6656

ISSN 1798-6664

ISBN 978-952-255-346-1

Liikennevirasto

PL 33

00521 HELSINKI

Puhelin 0295 34 3000

**Joonas Tulonen: Suokannan rautatiesilta - Vanhan teräspalkkibetonisen laattasillan koekuormitus.** Liikennevirasto, infra- ja ympäristöosasto. Helsinki 2013. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 40/2013. 166 sivua ja 9 liitettä. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-255-346-1.

**Avainsanat:** teräspalkkibetoninen silta, liittorakenne, sillan kantavuus, koekuormitus, elementtimenetelmä, momentti-käyristymä, tartuntajännitys

## Tiivistelmä

Betonin ja teräksen liittorakenteet ovat siltojen ja muiden rakenteiden suunnittelussa yleisiä, koska ne pystyvät tehokkaasti käyttämään molempien materiaalien parhaimpia puolia kuormien kuljettamisessa päällysrakenteelta perustuksille. Liittorakenteiden yleistyminen 1900-luvun puolestavälistä nykypäivään oli seurausta eri materiaalien liitostekniikan ja suunnittelumenetelmien kehittymisestä. 1900-luvun alkupuolella rakennettiin Suomen rautateille kuitenkin runsaasti siltoja, joissa teräspalkit oli valettu betonin sisään ilman liitoseliä ja suunnittelussa teräspalkkien oletettiin kantavan kaikki kuormat ilman betonin laskennallista apua. Tällaisen teräspalkkibetonisen sillan kantavuutta nykyaikana arvioitaessa on betonin ja teräksen liittovaikutuksen huomiointi kuitenkin tärkeää rakenteen todellisen käyttäytymisen määrittämiseksi.

Tässä tutkimuksessa koekuormitetaan vanha käytöstä poistettu teräspalkkibetoninen rautatiesilta murtoon tarkoituksena tuottaa hyödyllistä tietoa kantavuuslaskennan käyttöön. Tutkimus alkaa perehtymisellä tutkimuskohteeseen sekä teräspalkkibetonisten rautatiesiltojen historiaan ja suunnitteluperusteisiin. Näiden lähtötietojen avulla pystytään valitsemaan ne oleelliset tutkimusmenetelmät, joita käyttäen pystytään mahdollisimman hyvin selvittämään toimiiko vanha teräspalkkibetoninen silta liittorakenteena ja mitä edellytyksiä liittovaikutuksen olemassaolo vaatii. Lisäksi pyritään tarkastelemaan kuormien jakautumista sillan jänneväliin nähden poikittaisessa suunnassa sekä rakenteen yleistä kuntoa.

Tutkimuksen pääosan muodostavat koekuormitukset ja koekuormitusten simulointi tietokoneella. Koekuormitettavien siltakansien ominaisuudet määritetään laskennallisesti siten, että esille saadaan mahdollisimman tarkasti niiden rakenteellinen toiminta teoriassa. Laskennassa käytetään poikkileikkauksille määritettyä momentti-käyristymä yhteyksiä ja FE-analyysia. Koekuormituksessa mitataan rakenteista erilaisia muodonmuutoksia, kuten taipumia ja rakenneosien venymiä sekä kuormittavaa voimaa. Täten laskennallisesti saatuja ja mitattuja tuloksia vertaamalla pystytään päättämään mitä rakenteessa on tapahtunut milläkin kuormittavan voiman tasolla ja kuinka hyvin rakenteen todellinen toiminta on vastannut liittorakenteiden teorian mukaista toimintaa.

Tuloksia tarkastelemalla pystytään toteamaan, että koekuormitettu rakenne toimii hyvin liittorakenteena ja rakenteen käyttäytyminen oli odotetun kaltaista. Mittausten kautta pystytään kuitenkin tunnistamaan seikkoja, jotka mahdollisesti vaikuttavat rakenteen liittovaikutuksen tehokkuuteen ja kantavuuteen. Esille nousseita seikkoja on käytettävä analysointitapa, tartuntajännitys teräksen ja betonin välillä sekä rakenteen kestävyys poikittaisessa suunnassa. Saavutettujen tulosten voidaan katsoa täyttäneen työlle asetetut tavoitteet erittäin hyvin, sillä teräspalkkibetonisen sillan kantavuuden arviointi on tulosten perusteella mahdollista tehdä aiempaa tarkemmin.



**Joonas Tulonen: Suokanta järnvägsbro – Provb belastning av en gammal plattbro med stål balk- och betongkonstruktion.** Trafikverket, infrastruktur och miljö. Helsingfors 2013. Trafikverkets undersökningar och utredningar 40/2013. 166 sidor och 9 bilagor. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-255-346-1.

## Sammanfattning

Samverkanskonstruktioner i betong och stål är allmänna vid planeringen av broar och andra konstruktioner, eftersom dessa effektivt kan dra nytta av fördelarna hos båda materialen när laster transporteras från överbyggnaden till grunden. Att samverkanskonstruktioner blivit allmännare från mitten av 1900-talet till idag är en följd av utvecklingen i planeringsmetoder och tekniken av att foga samman olika material. På Finlands järnvägar byggdes i början av 1900-talet byggdes dock många broar där stål balkarna var ingjutna i betongen utan sammanfogningselement och vid planeringen antog man att stål balkarna skulle bära all belastning utan betongens kalkylmässiga hjälp. Vid uppskattningen av bärigheten hos en sådan bro i stål balkar och betong idag är det emellertid viktigt att observera samverkans effekten av betong och stål för att fastsätta konstruktionens verkliga beteende.

I denna undersökning provbelastas en gammal utmönstrad järnvägsbro med en stål balk- och betongkonstruktion till bristningspunkten i syfte att producera nyttig information för bärighetsberäkning.

Undersökningen börjar med att studera undersökningsobjektet samt historien och planeringsgrunderna för järnvägsbroar med stål balk- och betongkonstruktion. Med hjälp av denna utgångsinformation kan man välja de väsentliga forskningsmetoder genom vilka man så väl som möjligt kan utreda huruvida den gamla bron med stål balk- och betongkonstruktion fungerar som en samverkanskonstruktion och vilka förutsättningar som krävs för att en samverkanskonstruktion ska existera. Dessutom försöker man studera lasternas fördelning i tvärgående riktning i förhållande till brons spännvidd samt konstruktionens allmänna skick.

Huvuddelen av undersökningen utgörs av provbelastningar och datorsimulering av provbelastningar. Egenskaperna hos de brodäck som ska provbelastas fastställs kalkylmässigt så att man så noggrant som möjligt får fram deras strukturella funktion i teorin. Vid beräkningen används de moment-motkrökningsförbindelser och en FE-analys som fastställts för tvärsnitten. Vid provbelastningen mäts olika deformationer i konstruktionerna, som böjningar och töjningar i konstruktionsdelarna samt den belastande kraften. Genom att jämföra de kalkylmässiga och uppmätta resultaten med varandra kan man dra slutsatser om vad som har hänt i konstruktionen vid varje belastningsnivå och hur väl konstruktionens verkliga funktion har motsvarat funktionen enligt teorin om samverkanskonstruktioner.

Genom att studera resultaten kan man konstatera att den provbelastade konstruktionen fungerar väl som en samverkanskonstruktion och att konstruktionen betedde sig på förväntat sätt. Genom mätningar kan man emellertid identifiera faktorer som eventuellt påverkade effektiviteten i konstruktionens samverkans effekt samt bärigheten. Uppkomna frågor är den tillämpade analysmetoden, vidhäftningsspänningen mellan stål och betong samt konstruktionens hållbarhet i tvärgående riktning. De uppnådda resultaten kan anses ha uppfyllt de mål som uppställts för arbetet mycket väl, eftersom det utifrån resultaten är möjligt att göra en noggrannare uppskattning av bärigheten hos en bro med stål balk- och betongkonstruktion.

**Joonas Tulonen: Suokanta railway bridge: testing of an old filler-beam bridge deck.** Finnish Transport Agency, Infrastructure and the Environment. Helsinki 2013. Research reports of the Finnish Transport Agency 40/2013. 166 pages and 9 appendices. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-255-346-1.

## Summary

Composite structures of steel and concrete are usual in modern bridge and structural design because they utilize the best features of both materials in carrying the loads from superstructure to the foundations. The increasing use of composite superstructures from the mid 20<sup>th</sup> century to this day was due to the technological advances in both joining the materials together and refining of the design methods. In the beginning of the 20<sup>th</sup> century many Finnish railway bridges were built in a way in which rolled steel beams were cast in concrete without mechanical shear connection and the composite action of the steel and the concrete was ignored. When assessing capacity of this kind of filler-beam bridge today, it is necessary to take into account the composite action to find the real bearing capacity of the structure.

In this thesis, an old decommissioned filler-beam railway bridge deck is tested to provide useful information for assessment of such bridges. The thesis begins with review on the test subject and also on the history and the design standards of the filler-beam railway bridges. Using the obtained information it is possible to choose the valid research methods for studying the composite action and its prerequisites. Also transverse load distribution and general condition of the bridge decks are of interest.

The main body of this thesis is made of the documentation of the testings and of the computer simulation of the testings. The mechanical properties of the bridge decks being researched are calculated so that the theoretical response of the structure to loading may be observed in detail. In theoretical approach, moment-curvature calculations of cross-sections and FE –analysis are used to simulate the actual tests. Different kind of transformations, like strains and deflections, are measured in the tests along with the load acting on the structure. One can then deduce how the structure performed as composite structure with different levels of loading when comparing the results obtained from experiments and calculations.

Comparing the results, the structure can be found to have performed well as a composite structure in an expected way. Factors affecting the effectiveness of the composite action and the capacity of the test subjects can also be observed from the results. These factors include: the way the structure is analysed, bond stress between steel and concrete and structure resistance in transverse direction. The obtained results allow more detailed assessment of old filler-beam-bridges. Therefore the objectives set for the study can be found to be successfully achieved.

## Esipuhe

Tämä diplomityön on tehnyt Joonas Tulonen Tampereen teknillisen yliopiston Rakenustekniikan laitoksen Maa -ja pohjarakenteet yksikössä. Työ on osa Liikenneviraston rahoittamaa ”Elinkaaritehokas rata” -tutkimusohjelmaa.

Työn valvojana toimi tekn. toht. Anssi Laaksonen ja tarkastajana prof. Ralf Lindberg Tampereen teknillisestä yliopistosta.

Helsingissä elokuussa 2013

Liikennevirasto

Infra- ja ympäristöosasto



# Sisällys

LYHENTEET JA MERKINNÄT .....	10
1 JOHDANTO.....	13
2 LÄHTÖKOHDAT .....	15
2.1 Teräspalkkibetonisen sillan rakenne .....	15
2.2 Tutkimuskohde .....	16
2.3 Teräs-palkkibetonisen sillan suunnittelu ja rakentaminen .....	19
2.3.1 1900-luvun alkupuoliskon ohjeistus .....	19
2.3.2 Nykyiset suunnitteluohjeet ja tutkimus .....	23
2.4 Tutkimusmenetelmät ja rajausta .....	26
3 TEORIA RAKENTEEN LASKENNALLISEEN TARKASTELUUN .....	27
3.1 Materiaalit .....	27
3.1.1 Betoni .....	27
3.1.2 Teräs .....	31
3.2 Liittorakenteen toiminta kuormitettuna .....	31
3.2.1 Yleistä .....	31
3.2.2 Taivutusmomentti .....	32
3.2.3 Leikkausvoima .....	37
3.2.4 Tartunta teräksen ja betonin rajapinnassa .....	38
3.3 Rakenteen numeerinen laskenta .....	40
3.3.1 Palkin poikkileikkauksen momentti-käyritysmäyhteys .....	40
3.3.2 Koekuormituksen mallinnus .....	42
3.3.3 Junakuormat .....	43
4 KOEKUORMITUKSET .....	44
4.1 Yleistä .....	44
4.2 Mittaukset siltapaikalla .....	44
4.3 Laboratoriokokeet materiaaleille .....	47
4.3.1 Betoni .....	47
4.3.2 Teräs .....	48
4.4 Koekuormitusjärjestelmä .....	49
4.4.1 Järjestelmän osat .....	49
4.4.2 Mittalaitteet .....	50
4.5 Ensimmäinen koekuormitus .....	54
4.5.1 Mitat .....	54
4.5.2 Instrumentointi .....	57
4.5.3 Käyttötilan kuormitukset .....	60
4.5.4 Murtokuormitus .....	61
4.6 Toinen koekuormitus .....	65
4.6.1 Mitat .....	65
4.6.2 Instrumentointi .....	66
4.6.3 Käyttötilan kuormitukset .....	67
4.6.4 Murtokuormitus .....	68
5 MITTAUSTULOKSET .....	72
5.1 Mittaustulosten käsittely .....	72
5.1.1 Tietojen keräys .....	72
5.1.2 Mittaustietojen käsittely .....	72

5.2	Ensimmäisen koekuormituksen tulokset .....	73
5.2.1	Käytetyt lyhenteet .....	73
5.2.2	Yleiset havainnot .....	74
5.2.3	Käyttötilan kuormitukset .....	75
5.2.4	Murtokuormitus .....	84
5.3	Toisen koekuormituksen tulokset .....	95
5.3.1	Käytetyt lyhenteet .....	95
5.3.2	Yleiset havainnot .....	95
5.3.3	Käyttötilan kuormitukset .....	96
5.3.4	Murtokuormitus .....	101
6	LASKENNALLISET TARKASTELUT .....	110
6.1	Pääkannattajat .....	110
6.1.1	Tarkasteltavat poikkileikkaukset .....	110
6.1.2	Materiaaliominaisuudet .....	113
6.1.3	Kimmainen taivutusjäykkyys ja jäykkäplastinen momenttikestävyys .....	114
6.1.4	Momentti-käyritysmäyhteydet .....	115
6.1.5	Herkkystarkastelu .....	117
6.1.6	Leikkausvoiman vaikutus .....	118
6.1.7	Leikkausvuon kehittyminen .....	118
6.2	Poikkisuunnan ominaisuudet .....	119
6.3	Ensimmäisen koekuormituksen mallinnus .....	120
6.3.1	Käytettävät mallit .....	120
6.3.2	Epäkeskeinen kuormitus .....	122
6.3.3	Pysyvät muodonmuutokset käyttötilan kuormituksilla .....	123
6.3.4	Murtokuormitus .....	124
6.3.5	Junakuormien vaikutukset .....	128
6.4	Toisen koekuormituksen mallinnus .....	135
6.4.1	Käytettävät mallit .....	135
6.4.2	Pistekuormitus .....	136
6.4.3	Murtokuormitus .....	138
6.4.4	Junakuormien vaikutukset .....	143
7	TULOSTEN VERTAILU .....	148
7.1	Yleistä .....	148
7.2	Taipumat .....	148
7.3	Rakenteen käyritysmät ja taivutusjäykkyys .....	153
7.4	Liittopoikkileikkauksen toiminta ja leikkausvuo .....	155
7.5	Rakenteen poikittainen kestävyys .....	159
7.6	Kantavuuden tarkastelut .....	160
8	JOHTOPÄÄTELMÄT .....	161
8.1	Yleistä .....	161
8.2	Huomioita kantavuuden tarkasteluun .....	162
8.3	Jatkotutkimustarpeet .....	163
	LÄHDELUETTELO .....	165

## LIITELUETTELO

LIITE 1.1	Lohkon 1 kimmainen taivutusjäykkyys ja jäykkäplastinen kestävyys, laskelmat
LIITE 1.2	Lohkon 1 poikittaiset ominaisuudet, laskelmat
LIITE 2.1	Lohkon 2 kimmainen taivutusjäykkyys ja jäykkäplastinen kestävyys, laskelmat
LIITE 2.2	Lohkon 2 poikittaiset ominaisuudet, laskelmat
LIITE 3	Lohkon 1 poikkileikkauksen L1-1 momentti-käyritysmäyhteyden laskenta
LIITE 4	Valokuvia siltapaikalta
LIITE 5.1	Betonin puristuslujuuden koestus, tulokset
LIITE 5.2	Betonin puristuslujuuden koestus, valokuvia
LIITE 5.3	Betonin kunnan selvityksen tulokset, valokuvia
LIITE 6	Teräksen vetolujuus, tulokset
LIITE 7.1	Venymäanturien asennus, valokuvia
LIITE 7.2	Betonin puristuma-anturien kalibrointi, tulokset, valokuvia
LIITE 7.3	Betoni puristuma-anturien asennus, valokuvia
LIITE 7.4	Voima-antureiden kalibrointi, tulokset
LIITE 8.1	Lohkon 2 mittaus suunnitelma
LIITE 8.2	Lohkon 2 koekuormitus, valokuvia
LIITE 9.1	Lohkon 1 mittaus suunnitelma
LIITE 9.2	Lohkon 1 koekuormitus, valokuvia



## Lyhenteet ja merkinnät

### Latinalaiset kirjaimet

$A_a$	Teräspalkin poikkileikkauksen pinta-ala
$A_c$	Puristetun betonipoikkileikkauksen pinta-ala
$A_{kp}$	Kuormituspalkin poikkileikkauksen pinta-ala
$A_{jp}$	Jakopalkin poikkileikkauksen pinta-ala
$A_s$	Poikkileikkauksen raudoituksen pinta-ala
$A_{sl}$	Poikkileikkauksen vedetyn pinnan raudoituksen pinta-ala leikkauskestävyyttä laskettaessa
$A_v$	Teräspalkin leikkauspinta-ala
$b_c$	Liittopoikkileikkauksen betoniosan leveys
$b_w$	Tarkasteltavan betoniosan leveys leikkausmitoituksessa
$b_f$	Teräspalkin laipan leveys
$d$	Poikkileikkauksen tehollinen korkeus
$d_{1,2}$	Pisteiden 1 ja 2 välinen etäisyys
$e$	Liittopoikkileikkauksen rakenneosien neutraaliakselin välinen etäisyys (ks. kaava 3.19)
$e$	Anturista mitattu jännite (ks. kaava 4.3)
$E$	Kimmokerroin
$E$	Mittauksessa mitattu syöttöjännite (ks. kaava 4.1)
$E_a$	Teräspalkin kimmokerroin
$E_c$	Betonin kimmokerroin
$E_{cm}$	Betonin keskimääräinen kimmokerroin
$E_s$	Raudoituksen kimmokerroin
$EA_a$	Teräspalkin aksiaalinen jäykkyys
$EA_c$	Puristetun betoniosan aksiaalinen jäykkyys
$EA_{c+a}$	Teräspalkin ja puristetun betoniosan aksiaalisten jäykkyyksien summa
$EI$	Taivutusjäykkyys
$EI_o$	Halkeilemattoman poikkileikkauksen taivutusjäykkyys
$EI_a$	Teräspalkin taivutusjäykkyys
$EI_c$	Puristetun betoniosan taivutusjäykkyys
$EI_{c+a}$	Teräspalkin ja puristetun betoniosan taivutusjäykkyyksien summa
$EI_{com}$	Liittopoikkileikkauksen taivutusjäykkyys
$f_c$	Betonin puristuslujuus
$f_{cd}$	Betonin mitoituspuristuslujuus
$f_{ck}$	Betonin ominaislieriöpuristuslujuus
$f_{cm}$	Betonin keskimääräinen puristuslujuus
$f_{ctd}$	Betonin mitoitusvetolujuus
$f_{ctk;0,05}$	Betonin ominaisvetolujuus
$f_{ctm}$	Betonin keskimääräinen vetolujuus
$f_{m(n),is}$	Betonista otetun n:n näytteen puristuslujuuden keskiarvo
$f_{is,lowest}$	Betonin pienin koestettu puristuslujuustulos
$f_y$	Teräksen myötölujuus
$f_{yk}$	Teräksen ominaismyötölujuus
$f_{yk,red}$	Redusoitu teräksen myötölujuus
$F_{tot}$	Kuormittava kokonaisvoima
$g$	Liittopalkin omapaino pituusmetriä kohden
$G$	Kuormitusjärjestelmän kokonaispaino
$h_a$	Teräspalkin korkeus
$h_c$	Liittopoikkileikkauksen betoniosan korkeus

$h_f$	Teräspalkin laipan paksuus
$h_w$	Teräspalkin uuman korkeus
$k$	Betonin puristuslujuusnäytteiden lukumäärästä riippuva vakio
$k_C$	Betonin puristuma-anturille kalibroitu kerroin
$k_x$	Siirtymäanturille kalibroitu kerroin
$k_T$	Lämpötila anturin kerroin
$k/k$	Teräspalkkien ”keskeltä keskelle” mitta
$K_s$	Venymäanturin liuskakerroin
$L$	Jännemitta
$L_\phi$	Liikenneviraston ohjeen 20/2011 mukaisen sysäyskertoimen laskennassa käytettävä rakenteen jännemitta
$M_{halv}$	Taivutusmomentti, jolla poikkileikkauksen betonin vetolujuus ylittyy
$M_u$	Poikkileikkauksen murtomomentti
$M_t$	Taivutusmomentti
$n$	Betonin ja teräksen kimmokertoimien suhde, $E_a/E_c$ tai $E_s/E_c$
$N_c$	Poikkileikkauksen betonin normaalivoima
$N_a$	Teräspalkin normaalivoima
$Q$	Leikkausvoima
$t$	Leikkausvuo
$t_{max}$	Leikkausvuon maksimiarvo
$s$	Betonin koestetun puristuslujuuden keskihajonta $>2,0$ MPa
$s_{cy}$	Teräspalkin yläpuolella oleva betonipeite
$s_{ca}$	Teräspalkin alapuolella oleva betonipeite
$S_a$	Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin alapuolella olevan osan staattinen momentti
$S_y$	Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin yläpuolella olevan osan staattinen momentti
$v_{0,5L}$	Taipuma jännevälin keskellä
$v_x$	Taipuma etäisyydellä $x$ tuelta
$V_{co}$	Raudoittamattoman teräsbetonipoikkileikkauksen leikkauskestävyys
$V_{pl,Rd}$	Teräspalkin plastinen leikkauskestävyys
$x$	Poikkileikkauksen neutraaliakseli
$x_E$	Poikkileikkauksen kimmainen neutraaliakseli
$x_{pl}$	Poikkileikkauksen plastinen neutraaliakseli
$z$	Poikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi

### Kreikkalaiset kirjaimet

$\alpha$	Liittopoikkileikkauksen liittojäykkyyskerroin
$\gamma_c$	Betonin osavarmuusluku standardin SFS EN-1994-1-1 mukaan
$\gamma_{M0}$	Teräksen osavarmuusluku standardin SFS EN-1994-1-1 mukaan
$\Delta e_0$	Venymäliuskan mitattu jännitteen muutos
$\epsilon_{a0}$	Teräspalkin alapinnan venymä
$\epsilon_{a1}$	Teräspalkin yläpinnan venymä
$\epsilon_i$	Venymä poikkileikkauksen pisteessä $i$
$\epsilon_c$	Betonin venymä
$\epsilon_{c1}$	Betonin puristuma suurimmalla jännityksen arvolla standardin SFS EN-1992-1-1 mukaisessa epälineaarisessa jännitys-venymäyhteydessä
$\epsilon_{cu1}$	Betonin murtopuristuma standardin SFS EN-1992-1-1 mukaisessa epälineaarisessa jännitys-venymäyhteydessä
$\epsilon_{c2}$	Betonin myötöpuristuma standardin SFS EN-1992-1-1 mukaisessa paraabeli-suorakaide jännitys-venymäyhteydessä

$\epsilon_{cu2}$	Betonin murtopuristuma standardin SFS EN-1992-1-1 mukaisessa paraabeli-suorakaide jännitys-venymäyhteydessä
$\epsilon_{c,est}$	Betonin arvioitu venymä
$\epsilon_a$	Teräspalkin venymä
$\phi$	Sysäysluku
$\kappa$	Poikkileikkauksen käyritysmä
$\kappa_{0,5L}$	Jännevälin keskellä olevan poikkileikkauksen käyritysmä
$\kappa_{850}$	Tuolta 850 mm päässä olevan poikkileikkauksen käyritysmä
$\sigma_c$	Betonin jännitys
$\tau$	Tartuntajännitys
$\tau_{max}$	Tartuntajännityksen maksimiarvo
$\rho$	Standardin SFS EN-1994-1-1 mukainen leikkausvoiman vaikutuksen taivutumitoituksessa huomioon ottava kerroin
$\rho_l$	Teräsbetonipoikkileikkauksen raudoitussuhde
$\nu$	Teräksen poissonin luku

### **Merkinnät**

UIC	International Union of Railways
LM71	Standardin SFS EN-1991-2 mukainen junakuormakaavio, Load Model 71
NCCI	Liikenneviraston julkaisema eurokoodin soveltamisohje, Non-Contradictory Complementary Information
BSI	British Standard Institution
TVaXX	Teräspalkin alapinnan venymäanturi nro XX
TVyXX	Teräspalkin yläpinnan venymäanturi nro XX
BPXX	Betonin puristuma-anturi nro XX
R1	Kuormittevan lohkon reuna 1
R2	Kuormittevan lohkon reuna 2
T1	Kuormittevan lohkon tuki 1
T2	Kuormittevan lohkon tuki 2
TXX	Taipumamittaus nro XX
TPX	Teräspalkki nro XX
LX	Liukumamittaus X
MPXX	Venymien mittauspiste nro XX
L1-1	Lohkon 1 laskennallinen poikkileikkaus 1
L2-1	Lohkon 2 laskennallinen poikkileikkaus 1
L2-2	Lohkon 2 laskennallinen poikkileikkaus 2
KTK	Käyttötilan kuormitus
KTK-0	Lohkon 2 ensimmäinen kuormitus
KTK-01	Lohkon 1 ensimmäinen kuormitus
KTK-02	Lohkon 1 toinen kuormitus
KTK-25	25 t akselipainoisen junan ylitystä vastaava kuormitus
KTK-30	30 t akselipainoisen junan ylitystä vastaava kuormitus
KTK-35	35 t akselipainoisen junan ylitystä vastaava kuormitus
KTK-35V-X	35 t akselipainoisen junan ylitystä vastaava kuormitus nro. X kerrottuna varmuuskertoimella
EPK-X	Lohkon 2 epäkeskeinen kuormitus nro. X
PK	Lohkolle 1 tehty pistekuormitus
MUK	Murtokuormitus



# 1 Johdanto

Tämä diplomityö on osa Tampereen teknillisen yliopiston Rakennustekniikan laitoksen tekemän ja Liikenneviraston rahoittaman tutkimusohjelman ”Elinkaaritehokas rata” osaa viisi: Sillat (TERA 5). Elinkaaritehokas rata – ohjelmassa tutkitaan useita radan eri komponentteja ja niiden toimintaa rautatieympäristön haastavissa olosuhteissa. Tutkimuksen perusteella pyritään parantamaan ratarakenteiden elinkaari-  
tehokkuutta eli löytämään sellaisia ratkaisuja, joilla voidaan vaikuttaa radan parantamis- ja ylläpitokustannuksiin.

Suomen rataverkolla oli vuonna 2009 2297 rautatiesiltaa, joita Liikennevirasto nykyään hallinnoi. Suurin osa silloista on jatkuvassa rautatieliikenteen käytössä ja siltojen keski-ikä on 38,6 vuotta. [Rautatiesiltojen hallintaraportti, 2009] Siltojen ikä ja resurssien rajallisuus herättää kysymään kuinka pitkälle vanhimpien siltojen käyttöikä voidaan jatkaa ja kuinka siltojen kantavuudesta voidaan varmistua siten, etteivät rautatieliikenteen turvallisuus ja toimivuus vaarannu ja että kustannukset pysyvät järkevällä tasolla.

Silta on elinkaarensa loppupäässä, kun sen kyky kantaa ylittävä liikenne on epävarma tai sen käyttäytyminen kuormitettuna, kuten liiallinen taipuminen, aiheuttaa ongelmia ylittävälle liikenteelle tai kunnossapidolle. Sillan käyttökelpoisuus rautatieliikenteelle tarkastetaan valvomalla sen kuntoa ja suorittamalla sen kantavuudelle tarvittavat laskennalliset tarkastelut käyttäen mitattuja tai arvioituja lähtötietoja. Jokainen silta on yksilöllinen, jonka tämän hetkisiin todettavissa oleviin ominaisuuksiin vaikuttavat rakennetyyppi, rakentamisvuosi, käyttö – ja korjaushistoria sekä tietysti myös tieto ja taito arvioida sen kuntoa ja kantavuutta. Lisäksi täytyy ottaa huomioon myös tulevat olosuhteet, eli kuinka sillan käytön voidaan olettaa muuttuvan ja kuinka muutos täytyy ottaa huomioon jo tässä hetkessä.

Suomen rataverkolla on n. 100 kappaletta teräspalkkibetonista rautatiesiltaa. Kyseisen siltatyypin siltojen keski-ikä on n. 74 vuotta ja kyseistä siltatyyppiä on käytetty ratojen rakentamisessa paljolti 1900-luvun alkupuoliskolla. Ensimmäiset kyseisen tyypin sillat on rakennettu vuonna 1915. Vuosisadan aikana rautateiden siltojen suurimmat suunnittelukuormat ja sillat ylittävä liikennemäärä ovat lisääntyneet huomattavasti, seuraten Suomen itsenäistymistä ja teollistumista. Teräspalkkibetoniset sillat suunniteltiin alun perin paljolti erilaisille rautatiekuormille, joita ne joutuvat nyt kokemaan. Tästä syystä on rautatiet omistavalla taholla halu selvittää kantavatko sillat luotettavasti nykyiset rautatiekuormat ja kuinka pitkään käyttöä voidaan jatkaa varsinkin kun rautateille sallittavien suurimpien akselikuormien taso tulee todennäköisesti tulevaisuudessa nousemaan.

Tässä diplomityössä nostetaan esille eräs tällainen rataverkolle tyypillinen vanha teräspalkkibetoninen rautatiesilta, tarkastellaan sen rakennetta ja rakenteen lujuusopillista toimintaa, esitetään kuinka sillan kaksi lohkoa koekuormitettiin vuoden 2011 syksyllä Tampereen teknillisen yliopiston Rakennustekniikan laitoksen koehallissa murtoon saakka ja minkälaisia mittaustuloksia kuormituksesta saatiin ja verrataan niitä laskennallisiin tuloksiin. Tuloksista pyritään päättämään kyseisen sillan kuormituskestävyyteen vaikuttavat seikat, jotka voidaan ottaa huomioon tarkasteltaessa muita samantyyppisiä siltoja.

Tarkoituksena on siis tuottaa hyödyllistä tietoa kyseisen siltatyypin kantavuuden laskentaan, joka on aiemmin ollut haasteellista tai epävarmaa johtuen siitä, että teräspalkkibetonisen sillan rakenteellista toimintaa on tutkittu suhteellisen vähän niin Suomessa kuin ulkomaillakin. Tässä työssä tehdään myös katsaus teräspalkkibetonisten siltojen historiaan suunnittelun ja rakentamisen näkökulmasta. Koekuormitus, kuormituksen mittaustekniikka ja rakenteen kunnon tutkimus laboratoriokokein tuotti hyvin paljon hyödyllistä ja mielenkiintoista materiaalia. Kaikki materiaali ei mahdu täysimääräisesti tähän työhön ja se raportoidaan erikseen TERA 5 -projektin yhteydessä myös muiden projektiin osallistuneiden tahojen osalta. Täten pääpaino tässä työssä on koekuormituksista tehdyissä havainnoissa ja niiden vertailussa laskennallisessa osiossa tehtyihin tarkasteluihin.

## 2 Lähtökohdat

### 2.1 Teräspalkkibetonisen sillan rakenne

Teräspalkkibetonisen sillan rakenne on periaatteessa hyvin yksinkertainen: betonin sisään on valettu useita I-palkkeja (usein tyyppiä INP tai IPE) tiheällä jaolla, jotka kantavat rakenteiden omien painojen ja liikenteen aiheuttamat kuormat tuille sillan pitkittäissuunnassa. Palkit saattavat olla valettu kokonaan betonin sisään tai sitten niin, että niiden alalaippa jää näkyville. Betoni peittää teräspalkin ylälaipan kokonaan.

Poikkisuunnassa rakenteessa on ylä- ja alapinnassa raudoitus, joka kulkee teräspalkkien laipan ylä- tai alapuolella tai uuman läpi, jolloin uumaan on porattu reiät raudoitusta varten. Vanhoissa silloissa suosittiin poikittaisen raudoituksen asettamista teräspalkin profiilin ulkopuolelle vanhojen tyyppiirustusten ja suunnitteluohjeiden perusteella. Uutta teräspalkkibetonista siltaa rakennettaessa ohjeistetaan poraamaan teräspalkkien uumaan reiät alareunan poikittaista raudoitusta varten [SFS EN-1994-2 2006, s. 35]. Terästen vieminen uuman läpi ei ollut vieras asia 1900-luvun alkupuolelakaan, sillä kuva Teknillisessä käsikirjassa [Teknillinen käsikirja 1929, s. 643] esittää, että rakenteen poikittainen raudoitus on viety uuman läpi. Teräspalkkibetonisessa rakenteessa voi olla myös pitkittäistä raudoitusta teräspalkkien laippojen välissä.

Sillan kantavuutta tarkastettaessa tehdään laskennallinen tarkastelu tiedetyillä/arvioituilla rakenteiden mitoilla ja lujuuksilla. Jos ominaisuuksia joudutaan arvioimaan, arvioidaan niitä yleensä riittävästi turvalliselle puolelle. Vanhojen siltojen kohdalla ongelmana on usein vanhojen materiaalien lujuuden ja kunnon arviointi sekä erilaisen murtotapojen arviointi erityisesti teräspalkkibetonisen siltojen tapauksessa.

Vanhojen rakenteiden materiaaleista varsinkin betonin ominaisuudet ovat epämääräiset, koska betonirakenteiden mitoitus ja betoniteknikka olivat vuosisadan alussa vielä melko uusia asioita. Teräspalkkibetoniset sillat suunniteltiin alun perin siten, että vain teräspalkit toimivat kantavina ja betoni toimi lähinnä vain palkkien sivuttaistukena kiepahdusta vastaan ja alustana ratarakenteelle. Kun rakennetta kuitenkin analysoidaan tarkemmin, ei betonin ja teräksen yhteistoimintaa voi jättää huomiotta, jos halutaan selvittää rakenteen todellinen kantavuus.

Tämän liittävaikutuksen asteen arviointi on kuitenkin vaikeaa. Tavallisesti terästä ja betonia käytetään yhdessä siten, että terästankoja käytetään vahvistamaan vain betonirakenteen vedettyjä osia, jolloin kyseessä on teräsbetonirakenne. Toinen, uudempi, tapa on käyttää betonin puristuskestävyyttä hyväksi yhdessä taivutetun teräspalkin kanssa liittorakenteena, jolloin teräspalkki ja betoniosa ovat erillisiä rakenneosia, jotka täytyy liittää mekaanisilla liittimillä toisiinsa liittävaikutuksen aikaansaamiseksi. Teräspalkkibetoninen laatta on paljolti teräsbetonirakenteen ja teräsbetoniliittorakenteen välimuoto, jossa teräksen ja betonin liittävaikutus syntyy teräsbetonirakenteen tapaan rakenneosien rajapinnan tartunnan ja kitkan avulla ja betoni ja teräs toimivat omina taivutettuina rakenneosinaan liittorakenteen tapaan.

Onko tämä tartunta teräksen ja betonin välillä kuitenkin riittävä, jotta laskennassa voitaisiin käyttää tavallisia liittorakenteiden tarkastelussa käytettyjä menetelmiä? Tämän tutkimuksen aiheena onkin selvittää, missä määrin tietyt rakenteiden meka-

niikan teorit ovat soveltuvia vanhoille teräspalkkibetonisille silloille ja mitä asioita tulee ottaa huomioon, kun kyseisen siltatyypin sillan kantavuutta arvioidaan.

## 2.2 Tutkimuskohde

Tutkimuskohteena oleva silta on nimeltään Suokannan rautatiesilta, joka poistettiin rautatieliikenteen käytöstä vuonna 2010. Siltapaikka sijaitsi rataosalla Riihimäki-Kouvola kilometrillä 175 + 141, joka on noin 5 km Kausalasta (Iitti) itään päin. Kuvassa 2.1 on yleiskuva siltapaikasta ennen sillan siirtoa toukokuussa 2010. Käytöstä poisto johtui neljän kilometrin mittaisen rataoikaisun valmistumisesta vanhan radan viereen, jolloin vanha ratapenger jäi käyttämättömäksi.

Päätös rautatieyhteydestä Riihimäeltä Pietariin vahvistettiin Venäjän keisari Aleksanteri II toimesta vuoden 1867 marraskuussa [Suomen valtionrautatiet 1916, s.15]. Täten rautatieosuus, jolla Suokannan silta sijaitsi, on eräs Suomen vanhimmista. Sillan nimi viittaa todennäköisesti alueen suureen suohon, jonka yli rautatie on rakennettu ja josta löytyy maininta Valtionrautateiden historiikista vuodelta 1916: ”Lahden-Viipurin rataosalla, jossa rata yleensä kulkee pitkin varsin edullisia maita, oli kuitenkin suoritettava useita melkoisen suuria sekä pengerrys- että taidetöitä, jotka ansaitsevat tulla mainituksi. Hiukan itään päin Kausalasta kulkee rautatie Viitamäki nimisen suon yli, joka sillä kohdalla on 3000 jalkaa (891 m) leveä ja lähes 40 jalkaa (12 m) syvä. Sen täyttämässä onnistuttiin hyvin ja tapahtui se siten, että samalla pinnalle levitettiin puunrungoista tehty alusta ja sen päälle 90 cm vahvuinen risukimppukerros sekä sitten yhtä paksulta hiekkaa ja lopuksi 50 cm vahvuudelta päällyssoraa.” [Suomen valtionrautatiet 1916, s. 20]

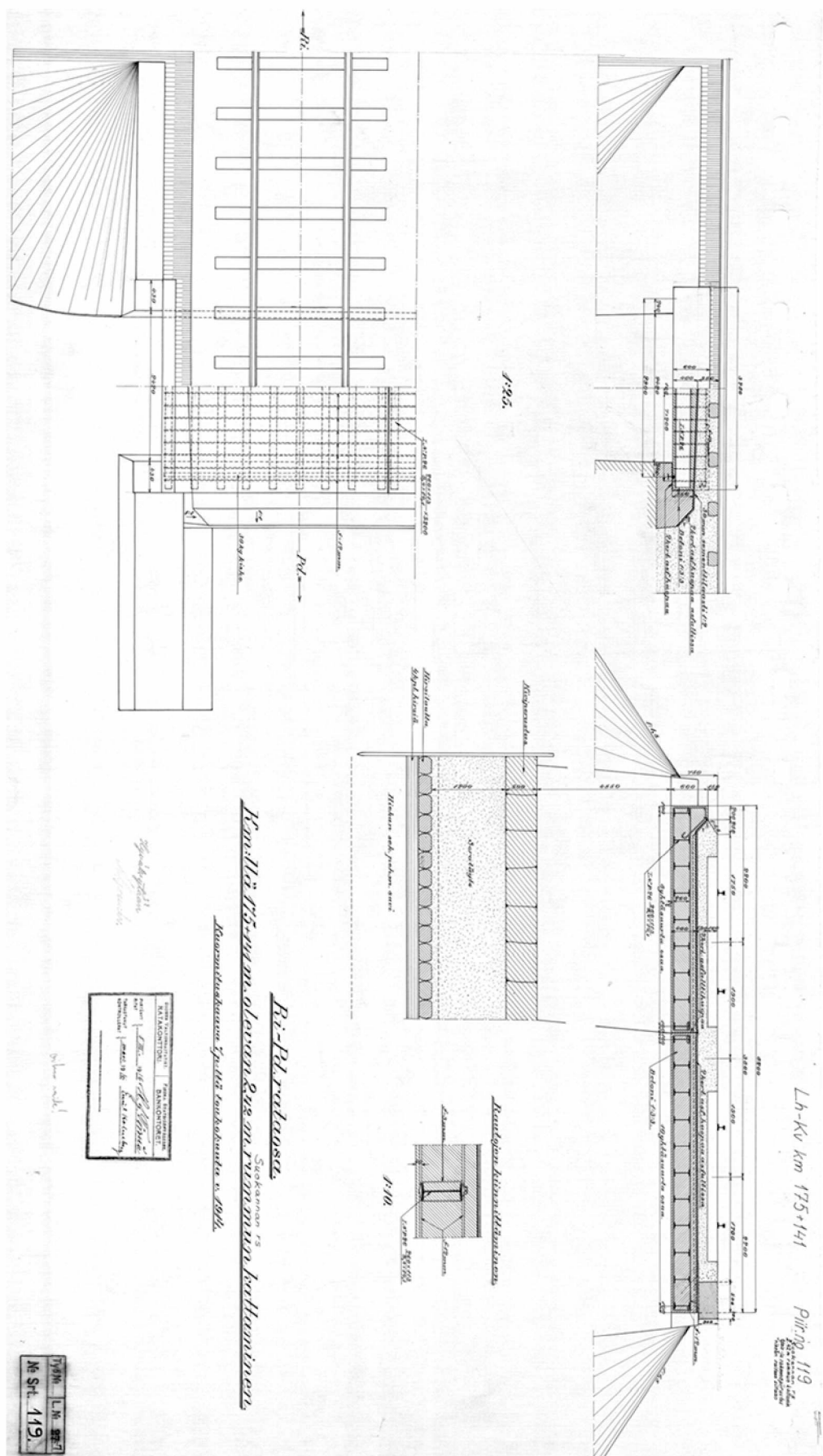


Kuva 2.1 Suokannan rautatiesilta toukokuussa 2010, kuvaaja: Heikki Luomala

Suokannan silta oli yksiaukkoinen ja jännemitaltaan 2,9 m. Sillan vapaa-aukko oli 2,4 m. Silta koostui kahdesta lohkoista, joista vanhempi oli rakennettu VR Trackin antamien tietojen mukaan vuonna 1916 ja uudempi vuonna 1932 [Wuorenjuuri, 2010]. Vanhemmalle lohkolle annetaan tässä työssä nimi ”Lohko 1” ja uudemmalle ”Lohko 2”. Molempien lohkojen rakenne teräspalkkien jaon ja koon sekä betonilaatan paksuuden suhteen oli likimain sama. Lohko 1 oli 4,7 m leveä ja lohko 2 3,5 m leveä ja molemmat

lohkot olivat noin 400 mm paksuja. Sillan teräspalkkien tyyppi oli suunnitelmien mukaan INP-260 ja niiden k/k jako oli 400 mm. Piirustusten mukaan etäisyys betonilaa-tan alapinnasta teräspalkin alanpintaan oli 40 mm. Silta oli perustettu aikakaudelle tyypillisesti massiivisten kivimuurien varaan. Kaikki suunnitellut mitat on esitetty sillan piirustuksissa kuvassa 2.2.

Suokannan sillan piirustukset on piirtänyt *H. F. Törmä* päiväyksellä 8.3.1916. Piirustusten otsikko on *"Km:llä 171+141 m olevan 2,42 m rummun kattaminen"*. Tietoa ei ole onko aikaisemmin kyseisellä paikalla ollut jonkin muunlainen rumpu tai muu rakenne. Piirustusten päivämäärästä voidaan päätellä, että kyseessä on varmaankin eräs ensimmäisistä tämän siltatyyppin suunnitelmista suomessa, sillä ensimmäisiä teräksellä jäykistettyjä siltoja rakennettiin Suomen rautateille vuosina 1914–1915 [Siltojemme historia 2004, s. 42]. Piirustuksista nähdään myös, että rakenteen tuilla on myös suuret betonivalut, jotka on erotettu rakenteesta eristekaistaleella. Voi olla, että valujen on tarkoitus toimia eräänlaisena siirtymärakenteena ja tasata kuormia siltakannen päälle ja alusrakenteelle.



Kuva 2.2

*Suokannan rautatiesillan piirustukset vuodelta 1916 [VR Track, silta-arkisto]*

Lohko 1 rakennettiin ja suunniteltiin vuonna 1916 ja lohko 2 rakennettiin vasta 16 vuotta myöhemmin. Sillan suunnittelu kaksiraiteiseksi johtuu todennäköisesti siitä, että ensimmäinen maailmansota asetti Suomen Venäjän ainoaksi reitiksi muuhun Eurooppaan, mikä lisäsi radan liikennöintiä ja aiheutti painetta radan kapasiteetin lisäämiseksi. Kaksoisraide rakennettiin sodan aikana välille Uusikylä–Koria ja Kai-piainen–Taavetti [Valtionrautatiet 1937, s. 147]. Siltapaikka sijaitsi ensin mainitulla asemavälillä. Epäselväksi jää, minkä vuoksi silta rakennettiin täyteen leveyteensä vasta niin paljon myöhemmin ja onko rata siltapaikalla ollut kaksi- vai yksiraiteinen. Raiteiden määrällä on merkitystä tarkasteltaessa siltojen kestävyyttä väsyttävää kuormitusta vastaan.

## 2.3 Teräs-palkkibetonisen sillan suunnittelu ja rakentaminen

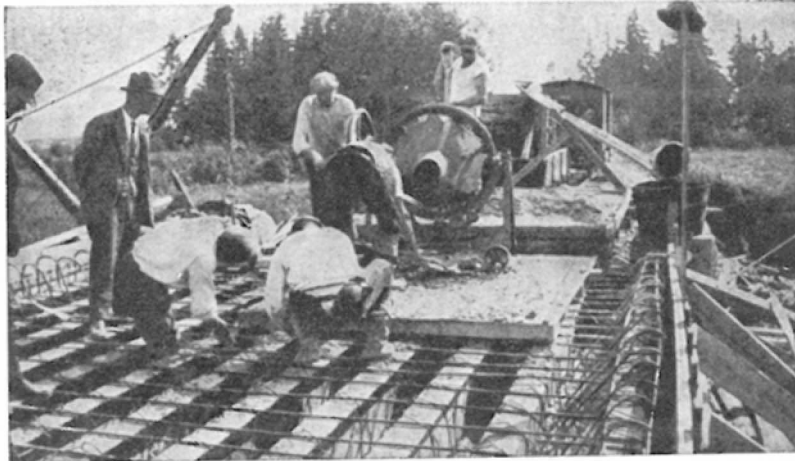
### 2.3.1 1900-luvun alkupuoliskon ohjeistus

Viime vuosisadan alkupuolella oli betonin ja teräksen yhteistoiminta siltarakenteiden suunnittelijoille melko uusi asia, sillä ensimmäiset teräsbetonisillat Suomeen valmistuivat vuonna 1909. Teräsbetonitekniikan kehitystyötä oli tosin tehty jo 1890-luvun loppupuolella Saksassa. Rautateille ensimmäiset teräsbetonisillat rakennettiin ensimmäisen maailmansodan aikana, jolloin ne olivat lähinnä jännemitaltaan melko lyhyitä holveja. Teräsbetonirakenteiden suosio kasvoi nopeasti suunnittelu- ja rakentamiskokemuksen lisääntyessä. [Siltojemme historia 2004, s. 287–291]

Nykymuotoiset teräksen ja betonin liittorakenteiden toiminnan periaatteet kehitettiin 1920-luvulla, minkä jälkeen liittorakenteiden käyttö sillan- ja talorakennuksessa on nykypäiviin asti alati yleistynyt [Liittorakenteet 1982, s. 36]. Suomessa siltojen rakentamisessa liittorakenteita alettiin käyttää laajemmin vasta 1970-luvulla, vaarnatappi-teknologian ja suunnittelutapojen kehittymisen myötä. [Siltojemme historia 2004, s. 234] Teräspalkkibetoniset poikkileikkauksetkin käsitettiin jossain määrin liittorakenteisiksi sillä betonin sekä teräksen kimmoisten jännitysten laskemiseen on löytynyt kaavoja ainakin vuodesta 1929 [Teknillinen käsikirja 1929, s. 543–544]. Kaavojen käyttöön liittyy tosin ohjeistus, että betonia tulisi olla runsaasti teräspalkkien yläpuolella, mikä on ristiriidassa nykyisten betonilaatan ja teräspalkin korkeuden suhdetta rajoittavien ohjeistuksien mukaan. Voidaan päätellä, että teräspalkkibetonista rakennetta käsiteltiin tällöin paljolti teräsbetonirakenteen tapaan ja vain talonrakennuksessa, jossa teräspalkkeja oli upotettu betonisten lattioiden sisään palonsuojaustoimenpiteenä jo 1800-luvulta asti [Liittorakenteet 1982, s. 35]. Ohjeistusta varsinaisten liittorakenteiden laskemiselle ei vielä vuonna 1929 löytynyt teknillisistä käsikirjoista.

Teräspalkkibetoni oli kuitenkin suosittu siltojen rakennetyyppi, sillä se tarjosi suuren jäykkyyden matalalla rakennekorkeudella ja se oli suhteellisen helppo rakentaa. Rakentamisvaiheen raudoitustyöt olivat suhteellisen vähäisiä, ja päätyö oli asettaa palakit oikealla jaolla paikoilleen ja valaa betonia ympärille. Valmistustekniikkaa on esitetty kuvassa 2.3. Kun laatan päälle tehtiin vielä vedeneristys ja sorastus, saatiin raide yhtenäiseksi sillan yli ja kansi oli tiivis. Tällöin vuosittaiset huoltotoimenpiteet koettiin helpommiksi ja huokeammiksi, kuin silloissa, joissa rata oli suoraan sillan päällä. Mainittavampia teräspalkkibetonisia rautatiesiltoja 1900-luvun alkupuolelta oli Nordenskiöldinkadun silta Helsingissä (10,75 m + 10,75 m), Puijonkadun silta Kuopiossa (6 m + 6 m), Orimattilantien alikäytäväsilta Lahdessa (7,75 m + 7,75 m) ja Hämeen-

kadun alikulkukäytävä Tampereella (11,1 m + 11,1 m). [Valtionrautatiet 1937, s. 255–257, Siltojemme historia 2004, s 44] Näistä ainoastaan Hämeenkadun alikulkukäytävä on enää nykypäivänä jäljellä muiden siltojen väistyttyä uusien tieltä.



Kuva 2.3 Teräspalkkibetonisen sillan kannen rakentamista. [Valtionrautatiet 1937, s. 205]

Aikaisemmin esitetyt (ks. kuva 2.2) Suokannan rautatiesillan piirustukset olivat vuodelta 1916. Kuvassa 2.4 on vuodelta 1929 *R. Ingmanin* suunnittelemat tyyppipiirustukset avoviemärien kattamiseksi, jossa on mitoitettu teräspalkkibetoninen kansi erilaisilla jännemitoilla. Sillan leveys pysyy vakiona. Rakennerratkaisut ovat paljolti hyvin samankaltaisia kuin Suokannan sillan piirustuksissa on esitetty.

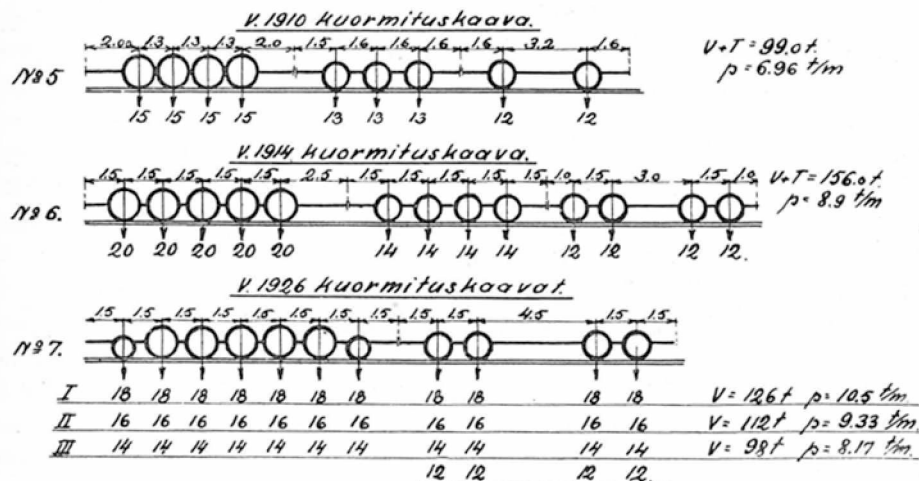
Tyyppipiirustuksista nähdään, että lyhimmillä jännemitoilla kantavana teräsprofiilina käytettiin 30 kg/m rautatiekiskoa. Jännemitoilla, jotka vastasivat Suokannan sillan jännemittaa, käytetty profiili ja laatan paksuus olivat pienemmät kuin Suokannan sillassa. Syynä todennäköisesti on 12 vuoden aikana muuttuneet kuormituskaaviot ja muu ohjeistus rakenteiden rasitusten laskennasta sekä kasvaneet sallitut jännitykset.

Tarkastellaan tyyppipiirustusten siltaa, jonka jänneväli on 3,1 metriä. Tyyppipiirustusten sillassa palkkien tyyppi oli INP-20 (200 mm korkeita) ja k/k jako 250 mm. Suokannan sillan hoikkuudeksi (jännemitta / teräs palkin korkeus) lasketaan arvo 11,2 ja tyyppipiirustusten sillalle 15,5. Liittopoikkileikkauksessa teräsprofiilin osuus koko poikkileikkauksen pinta-alasta on Suokannan sillalla 3,34 % ja tyyppipiirustuksen sillalla 3,72 %. Lasketaan rakenteen teräspalkkien neliömomentti yhtä leveyssuunaan metriä kohden ja jaetaan saatu tulos jännemitalla, jolloin Suokannan sillalle saadaan arvo 4951 cm<sup>4</sup>/m/m ja tyyppipiirustuksen sillalle 2764 cm<sup>4</sup>/m/m. Lasketun arvon voidaan katsoa edustavan jännevälille normalisoitua rakenteen jäyhyysmomenttia. Tuloksista nähdään, että suokannan silta on huomattavasti jäykempi kuin vastaavalle jännevälille tarkoitettu tyyppipiirustusten silta. Syynä voi olla suunnittelujankohtien erot junakuormien suuruudessa tai rakenteen laskentatavoissa. Suokannan sillan koekuormituksesta tehtyjä tuloksia ei täten voi suoraan yleistää siten, että kaikki teräspalkkibetoniset sillat toimivat yhtä hyvin tai samalla varmuuskertoimella. Tuloksista tulisi poimia havaintoja, jotka auttavat luotettavan laskentatavan valinnassa ja sopivien materiaalien lujuuksien määrittelyssä.





on todennäköisesti suunniteltu käyttäen korkeampia, 20 tonnin akselipainoja, kuin uudemmissa tyyppipiirustuksissa esitetyt sillat. On myös huomattava, että kuormituskäviöiden muuttuessa, myös junakuorman sysäyksestä aiheutuvan kuormalisän laskentatapa muuttui siten, että kuorma kerrottiin nyt jännemitasta riippuvasta sysäysluvulla, kun aikaisemmin materiaalien sallittuja jännityksiä pienennettiin jänne- mitasta riippuvasti. [Valtionrautatiet 1962, s. 175]



Kuva 2.5 Vuosien 1910, 1914 ja 1926 kuormituskaavat rautatiesilloille [Valtionrautatiet 1937, s.279]

Teräspalkkibetonisen sillan suunnittelussa ohjeistettiin ottamaan huomioon vain teräspalkit kantavana rakenteena [Teknillinen käsikirja 1929, s. 643]. Tarkastellaan yllä esitettyjen tyyppisiltojen taivutusmitoitusta vuoden 1929 Teknillisessä käsikirjassa esitetyillä suunnitteluohjeilla ja vuoden 1926 määräysten mukaisella kuorma-kaaviolla. Olettamalla, että kuormia kantamaan käytetään vain 2,7 m leveän ratapölkyn alle osuneita teräspalkkeja saadaan tyyppisilloille taulukon 2.1 mukaiset käyttöasteet taivutuksen suhteen. Kuorman jakautumista kiskon välityksellä ei ole otettu laskennassa huomioon, sillä aikakauden kirjallisuudesta ei löytynyt ohjeistusta kyseistä ilmiötä varten. On myös huomioitava, että 1900-luvun alkupuolella kiskot eivät olleet jatkuvia, mikä vaikuttaa rasi- tusten paikalliseen jakautumiseen ratarakenteessa.

**Taulukko 2.1** Vuoden 1929 tyyppipiirustusten mukaisten teräspalkkibetonisten siltojen käyttöaste taivutuksessa käyttäen laskennassa sen aikaisia suunnitteluohjeita ja oletusta, että vain suoraan ratapölkyn alla olevat teräspalkit otetaan huomioon

Sallittu teräsjännitys $\sigma_{sall}$	130 MPa
Teräksen kimmomoduuli	210000 MPa
Ratapölkyn pituus	2.7 m
Suurin akselikuorma	180 kN
Akselikuormien väli	1.5 m
Betonin paino	24 kN/m <sup>3</sup>
Tukikerroksen paino	17 kN/m <sup>3</sup>
Kiskojen yms. paino	1.2 kN/m
Sysäyskerroin	1.51
Tukikerroksen paksuus	0.4 m

Jänneväli [m]	2.6	3.1	3.6	4.1	4.6	5.2
Teräspalkki	I No 20	I No 20	I No 24	I No 26	I No 30	I No 32
Palkin paino [kN/m]	0.26	0.26	0.36	0.42	0.54	0.61
Hitausmomentti [cm <sup>4</sup> ]	2142	2142	4246	5744	9800	12510
Taivutusvastus [cm <sup>3</sup> ]	214	214	354	442	653	782
Kannattajien k/k jako [mm]	380	250	310	290	310	290
Teräspalkkeja kuorman alla [kpl]	8	11	9	10	9	10
Laatan paksuus [m]	0.35	0.36	0.39	0.43	0.47	0.49
Sallittu taipuma [mm]	3.3	3.9	4.5	5.1	5.8	6.5
Taipuma junakuormasta [mm]	1.8	2.3	2.6	3.1	3.3	3.8
Sallittu taivutusmomentti [kNm]	223	306	414	575	764	1017
Junakuorman taivutusmomentti [kNm]	177	224	326	428	530	652
Omanpainon taivutusmomentti [kNm]	37	55	78	108	145	194
Mitoitustaivutusmomentti [kNm]	214	279	404	537	675	846
Käyttöaste	96 %	91 %	98 %	93 %	88 %	83 %

Taulukosta voidaan käyttöasteiden perusteella päätellä, että oletus vain ratapölkyn alla olevien teräspalkkien käytöstä taivutusmitoituksessa on saattanut olla käytössä teräspalkkibetonisten siltojen suunnittelussa. Tällöin ainakin tyyppipiirustuksen siltoihin on laitettu junakuorman kantavuuden kannalta ylimääräisiä palkkeja, jotta laatta olisi saatu tarpeeksi leveäksi muulle ratarakenteelle. Jos rakennetta tarkasteltaisiin siten, että poikittainen suunta otettaisiin huomioon teräsbetonilaattana ja kuorma jakautuisi useammalle ratapölkylle pituussuunnassa sekä jossain kulmassa tukikerroksen läpi, kantaisi silta periaatteessa vielä enemmän kuormaa, mille se on alun perin suunniteltu vaikka liittävaikutusta betonin kanssa ei otettaisikaan huomioon.

### 2.3.2 Nykyiset suunnitteluohjeet ja tutkimus

Suomalaiset teräspalkkibetoniset siltakannet rakennettiin pääosin 1900 alkupuoliskolla, jonka jälkeen niiden käyttö väheni teräsrakenteiden ja teräsbetonirakenteiden vallatessa alaa rautatiesiltojen rakentamisessa. Nykymuotoisten liittorakenteiden suunnittelu- ja rakentamiskäytäntöjen kehittymisen seurauksesta 1970-luvulla kiinnostus teräspalkkibetonista liittorakennetta kohtaan kasvoi uudestaan Suomessa ja

Euroopassa. Kansainvälinen rautatieliiton (International Union of Railways, myöhemmin käytetään lyhennettä UIC) teettämän tutkimus- ja kehittämistyön seurauksena uusi teräspalkkibetoninen siltakansi voitiin mitoittaa ja rakentaa liittorakenteena, kun suunnittelussa otettiin huomioon seikkoja, jotka varmistivat liittovaikutuksen säilymisen taivutuksessa. Vilho Roos käsitteli vuonna 1993 tekstissään UIC:n tutkimusraportin ja suunnitteluohjeen sisältöä. Roosin mukaan tutkimuksessa ja siinä tehdyissä koekuormituksissa päädyttiin seuraaviin johtopäätöksiin:

- Kokeiden murtokuormat vastasivat laskennallisia
- Betonin ja teräksen kimmokertoimen suhteen sopiva arvo on 6
- Taivutusteoria pitää pitkälti paikkansa
- Staattisissa ja dynaamisissa kuormituksissa ei tapahtunut minkäänlaista liukumaa
- Kutistumalla on merkityksetön vaikutus
- Dynaamisessa (väsytytys-, toim. huom.) kuormituksessa ( $N=2 \times 10^6$ ) rakenne käyttäytyy moitteettomasti normaalikuormilla

Tutkimusraportin perusteella tehdyssä suunnitteluohjeessa annetut ohjeet koskivat paljolti vaatimuksia poikkileikkauksen geometrialle. Teräspalkkien keskinäistä väliä ja palkkien päällä olevan betonikerroksen paksuutta rajoitettiin, jotta betonin ja teräksen väliset tartuntajännitykset eivät nousisi liian suuriksi. Ohjeissa todetaan myös, että teräspalkkien alapinnan tulisi jäädä näkyviin ja poikittainen terästyksen täytyy kulkea palkkien uumaan porattujen reikien läpi, mikä on osaltaan myös varmistaa liittovaikutuksen säilymistä vaaratappien tapaan. Muuten rakennetta voitiin käsitellä laskennallisesti kuin tavallista liittorakennetta, kunhan poikkileikkauksen neutraaliakseli pysyi laskennassa teräspalkin uuman alueella. Roos käsitteli raportissaan myös suunnitteluohjeen soveltamista suomalaiseen sillansuunnitteluun ja rakentamiseen. [Roos 1993]

UIC:n suunnitteluohjeen [UIC 773, 1997] vaatimukset uuden teräspalkkibetonisen sillan geometrialle olivat seuraavat:

- Teräspalkkien laippojen vapaa väli saa olla pienimmillään 150 mm
- Teräspalkkien keskikohtien etäisyys ei saa ylittää pienempää arvoista:
  - 75 cm
  - $h/3 + 60$  cm, jossa  $h$  on teräspalkin nimelliskorkeus
- Palkkien yläpuolinen betonipeite saa olla vähintään 7 cm ja enintään  $h/3$  tai 15 cm

Hyvin samantyyppistä geometriaan liittyvää ohjeistusta uusien teräspalkkibetonisten siltojen suunnitteluun annetaan myös liittorakenteisia siltoja koskevassa eurokoodi-standardissa [SFS EN-1994-2, 2006], jonka voidaan katsoa edustavan nykyistä suunnitteluohjeistusta liittorakenteisten Suomalaisten siltojen mitoituksessa (Liikennevirasto otti eurokoodit käyttöön vuonna 2010 uusien siltojen suunnittelussa). UIC:n edellä mainittujen geometrialle antamien rajoitusten lisäksi standardi antaa seuraavat ohjeet:

- Teräspalkkien nimelliskorkeus on välillä 210 mm – 1100 mm
- Teräspalkin laipan sivulla betonipeitteen tulee olla vähintään 8 cm

SFS EN-1994-2 antaa myös ohjeistusta teräspalkkibetonisten siltojen rakenne-analyysiä varten kappaleessa 5.4.2.9, jossa todetaan, että teräspalkkien liukuman

vaikutusta ei tarvitse ottaa huomioon, jos silta suunnitellaan noudattaen annettuja geometrisia ohjeita. Rakenteen poikittaisen toiminnan voi ottaa huomioon käyttäen analyysissä ortotrooppista laattaa tai käsittelemällä rakennetta arinana. Tarkasteltaessa poikittaisia rasituksia arinamallista, oletetaan poikittaisten arinasauvojen taivutus- ja vääntöjäykkyydeksi puolet täydestä arvosta. Taipumia määritettäessä pääsuunnan taivutusjäykkyydeksi oletetaan halkeilemattoman ja halkeilleen tilan taivutusjäykkyyden keskiarvo. Sama jäykkyyttä koskeva ohje on myös UIC:N suunniteluohjeessa. [SFS EN-1994-2, 2006]

Teräspalkkibetonisia käsitellään eurokoodin ja UIC:N raporttien ja ohjeiden lisäksi Iso-Britannian siltojen suunnittelua koskevissa standardeissa sekä niihin perustuvassa kirjallisuudessa. Standardissa BS 5400-5:2005 (British Standard: Steel, concrete and composite bridges – Part 5: Code of practice for the design of composite bridges) ei esitetä ohjeita poikkileikkauksen geometrialle vaan ohjeistetaan kuinka tartuntajännitys teräksen ja betonin välillä saadaan laskettua ja annetaan raja-arvot kyseiselle jännitykselle. Lisäksi esitetään yksinkertaistettu tapa sillan poikittaisen taivutusmomentin laskennalle. Standardin ohjeet koskevat tosin tie- ja moottoritiesiltoja, joten niiden soveltuvuus rautatiesilloille ei ole taattu.

BS:n mukaan tartuntajännitys lasketaan jakamalla poikkileikkauksessa vaikuttava betonin ja betoniteräksen puristusresultantti tartuntajännityksenä tasan teräspalkin ala- ja ylälaipan yläpinnalle, uuman molemmille pinnoille, kun palkki on kokonaan betonin ympäröimä, tai pelkästään teräspalkin ylälaipan yläpinnalle ja uuman molemmille pinnoille, kun alalaippa jää betonin ulkopuolelle. Näin laskettu tartuntajännitys ei saa ylittää käyttörajatilassa arvoa 0,7 MPa tai liittorakenteen toiminta täytyy varmistaa riittävillä leikkausliittimillä. Murtorajatilassa standardi ohjeistaa laskemaan samalla tavalla kuin käyttörajatilassa, mutta ottaen huomioon leikkauspinnat myös betonin poikkileikkauksen sisällä.

Roosin raportissa kerrotaan pitkittäisuuntaisesta leikkauksesta ja tartuntajännityksestä, että liittovaikutus syntyy pelkästään betonin tartunnasta teräspalkin ylälaippaan, mikä on erilainen tulkinta verrattuna BS:in ohjeessa olevaan tekstiin. Lisäksi Roosin raportissa todetaan, että tämä tartuntajännitys saa olla VR:n määräysten mukaan enintään betonin mitoitusvetolujuuden,  $f_{ctd}$ , suuruinen. Vaihtorasituksessa tartuntajännitys ei saa ylittää arvoa  $0,15f_{ctd}$ . Eri lähteiden laskutavoilla saadaan siis eri lopputulokset riippuen betonin lujuudesta ja teräspalkin geometriasta.

Johnson ja Buckby käsittelevät kirjassaan BS:n esittämiä laskentatapoja ja raja-arvoja tartuntajännitykselle. Kirjassa todetaan, että standardin antamat tartuntajännityksen raja-arvot ovat määritelty betonilla ympäröityjen teräspalkkien koekuormitusten perusteella. Laskettaessa paikallinen tartuntajännitys, riippuu sen suuruus rakenneosien normaalivoimien muutoksen suuruudesta. Kokeissa on yleensä kaksi jännevälin aluetta, leikkausjänteet, joissa leikkausvoima on vakio ja täten myös normaalivoiman muutos on vakio, joten niissä myös tartuntajännitys on vakio. Tällöin kyseistä jännitystä kutsutaan ankkurointitartuntajännitykseksi. Kirjassa todetaan, että kokeista havaittu ankkurointitartuntajännityksen arvo on lähes sama kuin paikallinen tartuntajännitys, joten saavutettua ankkurointilujuuden arvoa voi käyttää myös paikallisen tartuntalujuuden raja-arvona. [Johnson, 1986 s. 238]

Johnsonin mukaan tartuntalujuuden ylitys ei poista teräksen ja betonin yhteistoimintaa kokonaan vaan rakenne toimii edelleen rajapinnan välisen kitkan avulla, mikä johtaa palkin taipumien lisääntymiseen. Jos tämä kitka ei kuitenkaan ole niin suuri, että saavutettaisiin rakenteen plastinen kestävyys, täytyisi rakennetta tarkastella rakenteena, jossa littovaikutus on vain osittainen. Täten BS:n tartuntajännitystarkastelu on tarkoitettu käyttörajatilaan. [Johnson, 1986 s. 238-241]

Olemassa olevien rakenteiden kantavuuden tarkasteluun edellä mainituissa ohjeissa ei oteta kantaa.

## 2.4 Tutkimusmenetelmät ja raja- aus

Edellä esitellyn tutkimuskohteen molemmat lohkot kuormitettiin laboratorioolosuhteissa murtoon saakka. Samalla mitattiin kuormittavaa voimaa ja rakenteesta sen muodonmuutoksia useasta kohtaa. Yhdistämällä eri mittaustuloksia saadaan rakenteen toimintaa kuvaavia voima-muodonmuutos kuvaajia. Vaikkakin kuormitukseen sisältyi lukuisia materiaali-koestuksia ja alustavia laskelmia ja mitoituksia, ei niitä käsitellä tässä työssä kuin niiltä osin kun ne tukevat tehtävää laskennallista tarkastelua.

Rakenteen mitat ja materiaalien lujuudet mittaamalla saatiin lähtötietoja laskennallista tarkastelua varten. Laskennallisessa tarkastelussa pyritään mahdollisimman tarkkaan määrittämään rakenteen kestävyys- ja jäykkyysominaisuudet. Laskenta suoritetaan perinteisillä liittorakenteita ja teräsbetonirakenteita koskevilla rakenteiden taiputus- ja plastisuusteoriaan perustuvilla kaavoilla sekä numeerisilla poikkileikkausominaisuuksien määrittämisellä ja elementtimetelmään perustuvan tietokoneohjelman epälineaarilla analyysillä. Vertaamalla saatuja mittaustuloksia teorian ja laskennallisen tarkasteluun antamiin tuloksiin, voidaan päätellä kuinka tehokkaasti rakenne toimii liittorakenteena ja onko jotain sellaisia rakenteen ominaisuuksia, jotka täytyisi ottaa huomioon rakenteen kantavuutta tarkasteltaessa täyttä liittovaikutusta hyödynnettäessä.

Tässä työssä ei kuvata suurella tarkkuudella, kuinka käytetyt ohjelmat ratkaisevat annetut ongelmat, vaan pyritään lähinnä esittämään kuinka ongelmat ovat ohjelmille esitetty. Ohjelmien tarjoamat ratkaisut pyritään tarkistamaan yksinkertaistetuilla malleilla, jotta voidaan varmistua numeerisesti määritettyjen ratkaisujen oikeellisuudesta. Tämä ei kuitenkaan tarkoita, että ratkaisuihin tulisi suhtautua kriittikittömästi, sillä usein mallin monimutkaistuuessa muuttujien ja tarvittavan tiedon määrä kasvaa huomattavasti ja moneen asiaan saattaa tulla epähuomiossa virhettä vaikuttaen lopputulokseen enemmän tai vähemmän. Tekijällä ei kuitenkaan tämän työn puitteissa ole aikaa selvittää kaikkien käytettyjen menetelmien taustalla vaikuttavia asioita ja työssä luotetaankin paljon ohjelmien tarjoamiin ratkaisumalleihin.

## 3 Teoria rakenteen laskennalliseen tarkasteluun

### 3.1 Materiaalit

#### 3.1.1 Betoni

Betonin muodonmuutokset puristusjännityksen vaikuttaessa ovat epälineaarisia varsinkin, kun rakenne kuormitetaan murtoon saakka. Pidettäessä betonirakennetta tietyssä jännityksessä, alkaa sen muodonmuutokset kasvaa ajan edetessä, mitä kutsutaan virumiseksi. Viruminen aiheuttaa lisää muodonmuutosten epälineaarisuutta mutta tämän työn laskennallisissa tarkasteluissa se jätetään huomiotta, vaikkakin betonin virumista myös suhteellisen lyhytaikaisissa koekuormituksissa ilmenee ja se täytyy taten tuloksia tarkasteltaessa tunnistaa ilmiönä. Tämä valinta on tehty sen vuoksi, että betonin viruminen lyhytaikaisilla kuormilla olisi vaikea asia ottaa huomioon laskennallisesti, koska ilmiötä ei juuri ole tutkittu johtuen siitä, että virumaa käsitellään lähes aina pitkän ajan yli tapahtuvana ilmiönä. Kuvassa 3.1 on esitetty kuvaaja, jossa on esitelty toistuvan kuormituksen vaikutusta virumaan mutta josta nähdään samalla myös staattisen kuorman aiheuttama viruma, kun aika-akselilla yksikkönä ovat tunnit.

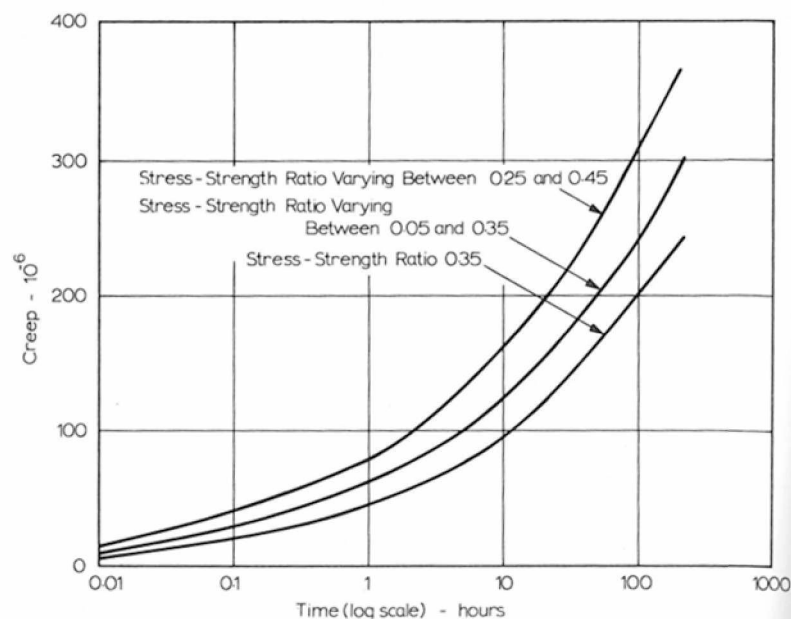


Fig. 6.46. Creep under alternating and static loading

Kuva 3.1 Betonin viruma lyhytaikaisella staattisella ja toistuvalla kuormituksella [Neville 1973,s. 363]

Kuvasta 3.1 nähdään, että 6 minuutin kuormituksella saavutetaan 0,02 ‰ viruma ja 60 minuutin kuormituksella noin 0,05 ‰ viruma, kun jännitys-lujuus-suhde on 0,35. Nämä arvot ovat hyvin pieniä jos niitä verrataan esim. betonin murtopuristumaan, joka on noin 3,5 ‰. Tässä työssä koekappaleet kuormitetaan murtoon asti, joten voidaan olettaa, että kokeissa virumat ovat edellä esitettyjä arvoja huomattavasti suurempia, koska betonin viruman suuruus riippuu myös jännitystasosta. Ylitettäessä

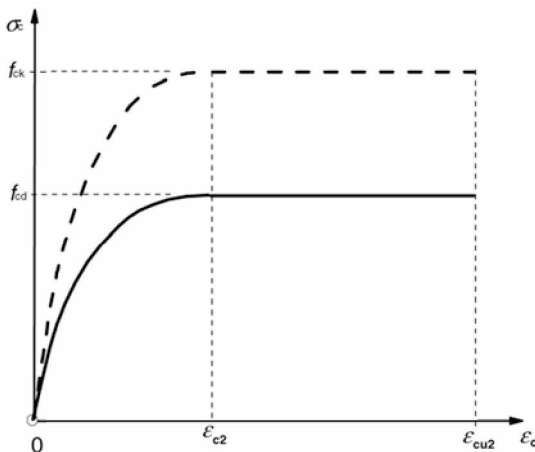
raja  $0,32..0,48 \cdot f_{ck}$  muuttuu betonin viruma epälineaariseksi pitkäaikaisessa kuormituksessa [RIL 125 Teräbetonirakenteet 1986, s. 28]. Tässä työssä on kuitenkin koettu, että lyhytaikaisen viruman vaikutus koekuormitusten ja laskennallisten tulosten vertailtavuuteen on pieni, koska suurilla kuormilla, ja täten siis suurilla betonijännityksillä, muut rakenteen epälineaariset ilmiöt voimistuvat ja eri asioiden erottaminen toisistaan on erittäin hankalaa, ellei jopa mahdotonta.

Täten tässä työssä käytetään betonin jännitykselle ja venymälle yhteyttä, joka ei riipu ajasta. Yksinkertaisin jännitys-venymäyhteyden yhtälö on käyttää suoraan lineaarista yhteyttä, eli yhtä kimmokertoimen arvoa. Eri lähteissä esitetään erilaisia kaavoja kimmokertoimen riippuvuudelle betonin lujuudesta, mutta kaikilla saadaan lähes samoja arvoja. Lineaarinen jännityksen ja venymän yhteys pitää kohtuullisen hyvin paikkansa vain kun jännitykset pysyvät suhteellisen pieninä, joten yhteys ei sovi rakenteen murtorajatilán tarkasteluun. Lisäksi pienilläkin jännityksillä jännitys-venymäyhteys on jossain määrin epälineaarinen.

Tarkempaan rakenteen tarkasteluun voidaan ottaa käyttöön erilaiset toisen asteen paraabelit ja/tai paloittain määritellyt funktiot, jotka paremmin kuvaavat betonin käyttäytymistä. Betonirakenteiden suunnitteluun tarkoitettu eurokoodi SFS EN-1992-1-1 esittää betonipoikkileikkausten mitoitukseseen seuraavan jännitys-venymäyhteyden, joka on myös esitetty kuvassa 3.2:

$$\sigma_c = f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^2 \right] \quad \text{kun } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (3.1)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{kun } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}$$



Kuva 3.2 Poikkileikkauksen mitoituksessa käytettävä betonin paraabeli-suora-kaide-kuvio [SFS EN-1992-1-1]

SFS-EN 1992-1-1:ssä esitetään myös jännitys-venymä-yhteys, jota voi käyttää epälineaarisessa rakenneanalyyysissä. Kyseisessä käyrässä betoni ei huippujännityksen saavutettuaan myöä jännityksen pysyessä samana, vaan jännitys lähtee laskemaan puristuman kasvaessa. Kyseinen kuvaaja on esitetty kuvassa 3.3. Samantyyppisiä kuvaajia betonin jännitys-venymäyhteydelle esitetään muissakin lähteissä kuten Neville 1976 ja RIL 125 1986.



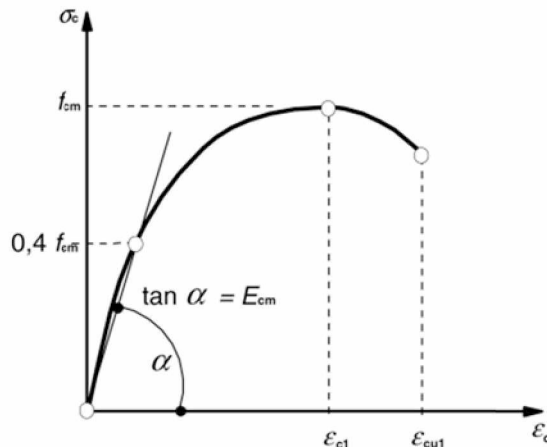
$$\sigma_c = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \cdot f_{cm} \quad (3.2)$$

missä

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$$

$$k = 1,05 E_{cm} \cdot \varepsilon_{c1} / f_{cm}$$

Kaava 3.2 on voimassa alueella  $0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}|$ .



Kuva 3.3 Betonin jännitys-venymäyhteys epälineaarista rakenneanalyysia varten [SFS-EN 1992-1-1]

Vaikkakin eurokoodin materiaalmallit on tarkoitettu kuvaamaan nykyaikaisen betonin käyttäytymistä, sovelletaan sen malleja myös tämän tutkimuskohteen betonin käyttäytymisen mallintamiseen. Käytettäessä Eurokoodissa annettuja betonin jännitys-venymäyhteyksiä käytetään myös eurokoodin määrittämiä betonin ominaisuuksille, jotka on annettu standardin SFS EN-1992-1-1 taulukossa 3.1. Koska tässä työssä määritetään koekappaleiden puristuslujuus laboratoriokokein, jää muuttujaksi siis betonin keskimääräinen puristuslujuus  $f_{cm}$ , jonka perusteella muut betonin ominaisuudet voidaan laskea eurokoodin mukaisesti:

$$f_{ck} = f_{cm} - 8 \text{ MPa} \quad (3.3)$$

$$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \quad (3.4)$$

$$f_{ctk;0,05} = 0,7 \times f_{ctm} \quad (3.5)$$

$$E_{cm} = 22 \cdot \left( \frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}} \right)^{0.3} \quad (3.6)$$

$$\varepsilon_{c1} = 0,7 \cdot f_{cm}^{0.31} \leq 2,8 \quad (3.7)$$

$$\varepsilon_{cu1} = 3,5 \quad (3.8)$$

$$\varepsilon_{c2} = 2,0 \quad (3.9)$$

$$\varepsilon_{cu2} = 3,5 \quad (3.10)$$

Kaavat 3.3 – 3.10 ovat sovellettavissa kun betonin ominaispuristuslujuus,  $f_{ck}$ , on alle 50 MPa. Kuormitettaessa betoni n. 0,7–0,9 sen lyhytaikaisesta murtolujuudesta, mikrohalkeamien määrä betonissa kasvaa ja ne muodostavat läpi rakenteen kulkevan halkeamaverkoston, jolloin kuorman pysyessä betoni lopulta murtuu [Neville 1976, s 250]. Täten myös eurokoodistandardien mukaan poikkileikkausten mitoittamisessa kerrotaan betonin puristuslujuus kertoimella 0,85, jotta kuormituksen pitkäaikaisuus tulee otetuksi huomioon. Tässä työssä kerrointa ei kuitenkaan käytetä kuormituksen lyhytaikaisuudesta johtuen.

Yllä esitetyissä kaavoissa ominaispuristuslujuus on laskettu käyttäen vakiovähennystä keskimääräisestä lujuudesta. Valmistusstandardit täyttävän uuden betonin kohdalla asia voi olla, kuten se on edellä esitetty, mutta käytettäessä rakenteesta otettujen koekappaleita voidaan ominaispuristuslujuus määrittää standardin EN 13791:2007 avulla. Kyseisessä standardissa on annettu kaksi menetelmää ja se kumpaa käytetään, riippuu siitä, kuinka monta näytettä betonista on testattu.

Kun näytteitä on 15 tai enemmän, käytetään menetelmää A, jolloin ominaispuristuslujuus on pienempi seuraavista arvoista [EN 13791:2007]:

$$f_{ck} = f_{m(n),is} - 1.48s \quad (3.11)$$

$$f_{ck} = f_{is,lowest} + 4 \text{ MPa} \quad (3.12)$$

missä

$f_{m(n),is}$  on n:n koekappaleen testituloksen keskiarvo

$f_{is,lowest}$  on pienin saatu testitulos

s on koetulosten keskihajonta tai vähintään 2,0 MPa

Kun näytteitä on 3-14 kappaletta, käytetään menetelmää B, jolloin ominaispuristuslujuus on pienempi seuraavista arvoista:

$$f_{ck} = f_{m(n),is} - k \quad (3.13)$$

$$f_{ck} = f_{is,lowest} + 4 \text{ MPa} \quad (3.14)$$

missä muuttujan k arvo on 7 jos  $n=3-6$ , 6 jos  $n=7-9$  ja 5 jos  $n=10-14$ .

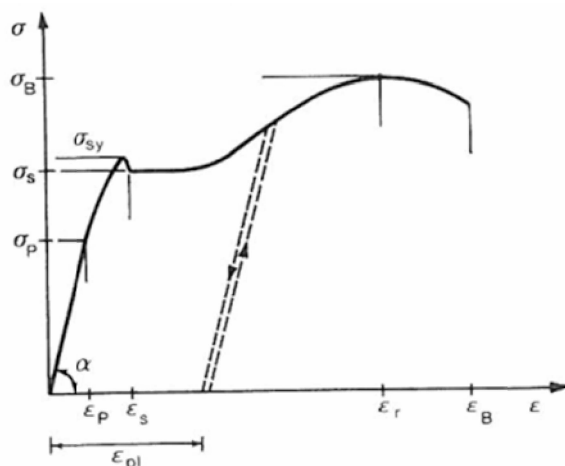
Aiemmissa kaavoissa määritetty betonin vetolujuus koskee SFS-EN 1992-1-1 mukaan rakenteen keskeistä vetoa ja taivutusvetolujuus saadaan määritettyä kaavalla:

$$f_{ctm,fl} = \max \left( \left( 1,6 - \frac{h}{1000} \right) f_{ctm}; f_{ctm} \right) \quad (3.15)$$

On huomattava, että kaava koskee ehjän rakenteen taivutusvetolujuutta kun suunnitellaan uutta rakennetta. Rakenteen halkeilun etenemisen tarkempaa analysointia varten löytyy kehittyneempiäkin menetelmiä, jossa osa betonin vetolujuutta säilyy vielä huippuarvoa suuremmilla venymillä. [Kerokoski, 2012] Mallien tarkempi tutkiminen ja soveltaminen ovat kuitenkin tämän työn rajauksen ulkopuolella. Käytetään tässä työssä betonin vetolujuutena yllä esitetyn taivutusvetolujuuden kaavan kautta saatua arvoa.

### 3.1.2 Teräs

Teräs on huomattavasti betonia kimmoisemmin käyttäytyvä materiaali. Teräksen venymien ja jännityksen yhteys pysyy aina teräksen suhteellisuusrajaan asti käytännössä lineaarisena, jonka jälkeen yhteys muuttuu hieman epälineaariseksi ja lopulta teräs myötää, jos kyseessä on kuumamuovattu teräs. Myödon jälkeen, tarvittavan plastisen venymän kehityttyä, alkavat pehmeät teräkset yleensä myötölujittumaan ja saavuttavat vetomurtolujuutensa yleensä 10–15 % myötörajaa korkeammalla jännityksellä. Tyypillinen teräsmateriaalin vetokokeen kuvaaja on esitetty kuvassa 3.4.



Kuva 3.4 Niukkahiilisen teräksen jännitys-venymäpiirros [RIL 113 1977,s.56]

Käytännön mitoituksessa käytetään tavallisesti teräkselle kimmokerrointa  $E=210$  GPa aina myötörajalle saakka, jonka jälkeen teräs myötää jännityksen pysyessä samana. Myötölujittuminenkin voidaan ottaa huomioon, mutta tällöin rakenteen muodonmuutokset saattavat kasvaa suuriksi.

Tämän työn silloissa käytettyjen teräspalkkien teräkselle teetettiin materiaalikokeet, josta saatiin selville teräksen myötöraja käytettäväksi laskennallisissa tarkasteluissa. Materiaalien mahdollinen epälineaarinen käyttäytyminen suhteellisuusrajan yläpuolella ja myötölujittuminen jätetään huomiotta. Materiaalimalleina käytetään laskentatavasta riippuen jäykkäplastista tai kimmoplastista materiaalmallia.

## 3.2 Liittorakenteen toiminta kuormitettuna

### 3.2.1 Yleistä

Liittorakenne muodostuu kahdesta eri rakenneosasta, joiden muodonmuutokset on sidottu yhteen leikkausliittimin. Jos oletetaan, että leikkausliitos on äärettömän jäykkä ja kestävä, niin rakenneosien rajapinnat eivät pääse liikkumaan suhteessa toisiinsa millään kuorman arvolla. Tällöin kyseessä on täydellinen liittorakenne, jonka jäykkyys ja kestävyys ovat käytännössä samat kuin jos rakenneosat olisivat yhtä materiaalia mutta joilla olisi eri materiaaliominaisuudet.

Todellisuudessa tällaisia täydellisiä liittorakenteita ei kuitenkaan pysty valmistamaan, vaan todellisissa rakenteissa tapahtuu aina rajapintojen liikettä toistensa suhteen, liukumaa, ja on mahdollista, että voima rakenneosien rajapinnassa ylittää rajapinnan leikkauskestävyyden ja rakenne murtuu liitoksestaan. Yleensä kuitenkin suun-

nittelussa oletetaan yksinkertaistuksena, että rakenne toimii täydellisenä liittorakenneena, kun varmistetaan liitoksen riittävä jäykkyys ja kestävyys.

### 3.2.2 Taivutusmomentti

Bernoullin hypoteesi palkkien taivutuksesta kertoo, että taivutuksessa poikkileikkauksen tasot pysyvät tasoina, mutta ne kiertyvät poikkileikkauksen hitausakselin ympäri. Tätä kutsutaan palkin kiertymäksi ja kiertymän muutosta palkin alkion matkalla kutsutaan käyristymäksi. Oletettaessa, että tasot säilyvät tasoina, on venymien jakauma poikkileikkauksen yli lineaarinen. Täten käyristymä voidaan ilmoittaa poikkileikkauksien venymien avulla kaavalla:

$$\kappa = \frac{|\varepsilon_1 - \varepsilon_2|}{d_{1,2}} \quad (3.16)$$

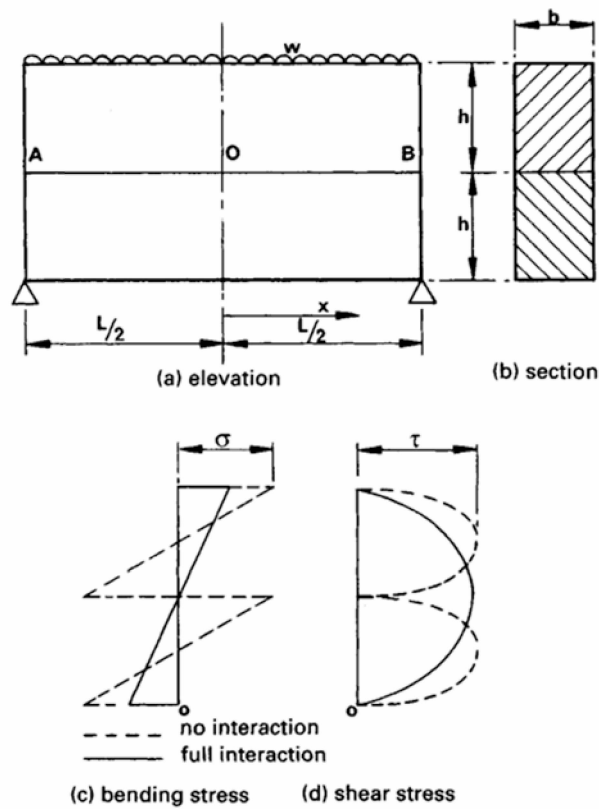
missä

$\varepsilon_1$  ja  $\varepsilon_2$  ovat poikkileikkauksen venymät pisteissä 1 ja 2  
 $d_{1,2}$  on pisteiden 1 ja 2 välinen etäisyys

Poikkileikkauksen tulee olla myös tasapainossa sen sisäisten voimien suhteen siten, että siihen vaikuttava puristusvoiman resultantti on yhtä suuri kuin siihen vaikuttavan vetovoiman resultantti. Täten käyristymä riippuu poikkileikkauksen muodosta, materiaaliominaisuuksista ja siihen vaikuttavasta voimaparista, i. ulkoisesta taivutusmomentista. Yhteys on homogeenisesta kimmoisesta materiaalista tehdylle, yhden akselin ympäri taivutetulle, palkille seuraavan kaavan mukainen:

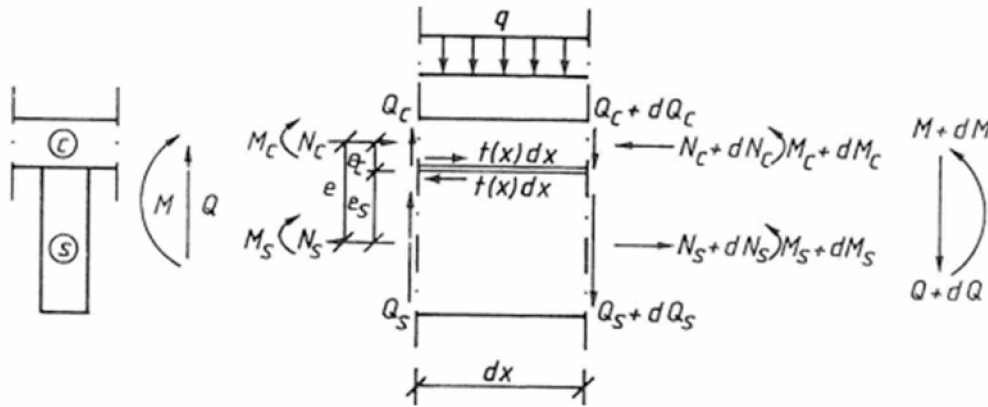
$$\kappa = \frac{-M_t}{EI} \quad (3.17)$$

Tarkastellaan yksinkertaistettua esimerkkiä: asetettaessa kaksi poikkileikkaukseltaan suorakaiteen muotoista ja samasta materiaalista tehtyä palkkia päällekkäin ja taivutettaessa niitä molempia tasaisella kuormalla, täytyy molemmilla olla myös sama taipuma koko rakenteen matkalla. Tiedetään, että kiertymä on rakenteen taipuman derivaatta palkin pituussuunnassa ja käyristymä taas kiertymän derivaatta palkin pituussuunnassa, joten molempiin palkkeihin täytyy syntyä sama kiertymä koko palkin matkalla, jotta taipumatkin olisivat samat. Tällöin venymien ja jännitysten jakauma kahden palkin muodostamassa poikkileikkauksessa olisi kuvan 3.5c katkoviivan mukainen. Tällöin poikkileikkauksen välittämä kokonaistaivutusmomentti on molempien palkkien taivutusmomenttien summa. Palkkien rajapinnan venymäero integroituna palkkia pitkin tuottaa palkkien pintojen välisen siirtymän, eli liukuman, palkin päässä.



Kuva 3.5 Jännitysten jakaumailman liittävaikutusta ja täydellä liittävaikutuksella [Johnson, 2004]

Jos palkit yhdistetään täysin jäykällä liittimillä toisiinsa, ei niiden välille muodostu venymäeroa ja ne toimivat yhtenä poikkileikkauksena. Molempien palkkien poikkileikkauksissa koko jänteen matkalla täytyy olla tällöin sama käyritymä, joten palkkeihin muodostuu normaalivoimaa, joka aiheuttaa tasaisen venymän muutoksen molempiin palkkeihin siten, että venymät ovat rajapinnassa samat, kuten kuvassa 3.5c ehjällä viivalla näytetään. Tällöin poikkileikkauksen välittämä kokonaistaivutusmomentti on molempien palkkien taivutusmomentin ja palkkien normaalivoimien muodostaman voimaparin momentin summa, kuten on esitetty kuvassa 3.6.



Kuva 3.6 Liittopoikkileikkauksen sisäisten voimien jakautuminen [Kouhi & Koukkari, 1989]

Tavanomaisen liittorakenteen tapauksessa betonilaatta on teräspalkin päällä ja tällöin poikkileikkauksen kimmainen neutraaliakseli sijaitsee yleensä teräspalkin alueella tai juuri betonilaatan alareunassa ja täten betonilaatan halkeilu ei suuresti vaikuta liittorakenteen taivutusjäykkyyteen. Tällöin poikkileikkauksen taivutusjäykkyyden, EI, pystyy määrittämään rakenneosien poikkileikkaussuureiden avulla kaavalla, jonka lähde [Kouhi & Koukkari, 1989] esittää seuraavalla tavalla (huom. alaindeksit muutettu):

$$EI_{\text{com}} = (1 + \alpha)EI_{\text{c+a}} \quad (3.18)$$

missä

$EI_{\text{c+a}}$  on liitettyjen osien taivutusjäykkyyksien summa

$\alpha$  on liittojäykkyysskerroin, joka lasketaan kaavalla:

$$\alpha = \frac{e^2}{EI_{\text{c+a}}} \cdot \frac{EA_{\text{c}} \cdot EA_{\text{a}}}{EA_{\text{c+a}}} \quad (3.19)$$

missä

$e$  on osien neutraaliakselien välinen etäisyys

$EA_{\text{c}}$  on betonin aksiaalinen jäykkyys

$EA_{\text{a}}$  on teräsosan aksiaalinen jäykkyys

$EA_{\text{c+a}}$  on osien aksiaalijäykkyyksien summa

Kaava ei ota suoraan huomioon betonin halkeamista, joten sen käyttö teräspalkkibetonisen sillan tapauksessa edellyttää, että lasketaan poikkileikkauksen kimmainen neutraaliakseli halkeilleelle poikkileikkaukselle ja käytetään sitä laskettaessa kaavan 3.19 betoniosan aksiaali- ja taivutusjäykkyyttä sekä neutraaliakselia. Halkeilleen poikkileikkauksen neutraaliakseli voidaan selvittää muuttamalla laskennassa betoni teräkseksi jakamalla se kimmokertoimien suhteella sekä käyttämällä hyväksi sääntöä, että neutraaliakselin ylä- ja alapuolisten alueiden staattiset momentit ovat samat ja ratkaisemalla saatava toisen asteen yhtälö. Ratkaisu kimmoisen neutraaliakselin korkeudelle ( $x_E$ ) on seuraava:

$$S_a = A_a \left( \frac{1}{2} h_a + s_{cy} - x_E \right)$$

$$S_y = \frac{1}{2} \frac{b_c}{n} x_E^2$$

$$S_a = S_y$$

$$x_E = \frac{n}{b_c} \left( \sqrt{A_a^2 + 2 \frac{b_c}{n} A_a \left( \frac{1}{2} h_a + s_{cy} \right)} - A_a \right) \quad (3.20)$$

missä

$h_a$	on teräspalkin korkeus
$n$	on teräksen ja betonin kimmokertoimen suhde $E_c/E_s$
$b_c$	on betonipoikkileikkauksen leveys
$A_a$	on teräspoikkileikkauksen pinta-ala
$s_{cy}$	on betonipeite teräspalkin yläpuolella

Kaava pätee kun teräspalkin poikkileikkaus on kaksoissymmetrinen ja se on kokonaan betonin sisällä. Kaavassa ei ole otettu huomioon sitä, että betonia ei todellisuudessa ole teräspalkin kohdalla vaan betonipoikkileikkaus on oletettu umpinaiseksi suoralikulmioksi, mikä aiheuttaa pientä virhettä tulokseen.

Tarkasteltaessa rakennetta kokonaisuutena, ei oletus täysin halkeilleesta poikkileikkauksesta pidä kuitenkaan paikkaansa, kuin tasan niissä kohdissa joihin halkeama syntyy. Alueilla, jotka ovat halkeaman vieressä, vaikuttaa teräksen ja betonin välillä tartuntajännitys, joka jäykistää rakennetta ottamalla halkeamatonta betonipoikkileikkausta mukaan taivutukseen niin pitkälle kuin saavutetaan taas seuraava poikkileikkaus jossa betonin vetokestävyys ylittyy ja uusi halkeama syntyy. Ilmiötä kutsutaan vetojäykistysvaikutukseksi ja se on kohtuullisen hyvin tunnettu ilmiö teräsbetonirakenteilla. Teräspalkkibetonisen poikkileikkauksen tapauksessa vetojäykistys on hankalasti lähestyttävissä hankalan tartuntajännitysten jakauman takia.

Toinen rakenteen kokonaisjäykkyyteen vaikuttava tekijä on, että niillä alueilla rakenteessa, joissa taivutusmomentti on halkeamamomenttia pienempi, toimii rakenne edelleen halkeamattoman poikkileikkauksen taivutusjäykkyydellä, joka on huomattavasti suurempi kuin halkeilleen poikkileikkauksen. Ilmiön voi ottaa esimerkiksi taipumia laskettaessa huomioon käyttämällä erisuuruisia jäykkyyksiä rakenteen janteen eri alueilla.

Yllä olevilla kaavoilla saadaan ratkaistua teräspalkkibetonisen poikkileikkauksen kimmoinen taivutusjäykkyys pienillä kuormilla. Suuremmilla kuormilla materiaalien epälineaarinen käyttäytyminen vaikuttaa rakenteen toimintaan, jolloin lineaarisen jännitys-venymäyhteyden kautta lasketut kaavat eivät enää vastaa todellisuutta.

Poikkileikkauksen kestävyuden laskennassa oletetaan, että materiaalit plastisoituvat ja poikkileikkaus murtuu, kun jokin sen rakenneosista saavuttaa sille määritetyn murtovenymän arvon. Eräs yksinkertaistettu tapa laskea murtokestävyys on käyttää teräkselle jäykkäplastista mallia ja olettaa puristetussa betoniosassa vallitsevan täyden betonin puristuslujuuden. Betonirakenteita koskeva eurokoodi SFS-EN 1992-1-1 ohjeistaa käyttämään betonin puristusalueen korkeudelle tehollista korkeutta, joka on  $0,8x$ . Standardi SFS-EN 1994-2 taas ohjeistaa liittorakenteisten siltakansien tapauksessa käyttämään koko puristettua betonipoikkileikkausta tehollisena, mutta siten, että betonin puristusresultantti kerrotaan kertoimella  $0,85$ . Samaa lähestymistapaa käyttää myös teräspalkkibetonisia rakenteita käsittelevä UIC:n raportti [UIC 773, 1997]. Täten tässä työssä käsitellään tehollisena betonipoikkileikkauksen korkeutena koko plastisen neutraaliakselin yläpuolella olevaa puristettua betonipoikkileikkausta, joka kerrotaan kertoimella  $0,85$ .

Tämän täysplastisen jännitys jakauman neutraaliakseli voi sijaita teräspalkin ulkopuolella, teräspalkin laipassa tai palkin uumassa. Täysplastinen neutraaliakseli ja sitä vastaavat momentit saadaan laskettua poikkileikkaustasapainon kautta. Kun täysplastinen neutraaliakseli on teräspalkin yläpuolella, on sen korkeudella seuraava ratkaisu:

$$N_a = A_a f_y$$

$$N_c = b_c \cdot x_{pl} \cdot 0,85 f_c$$

$$N_a = N_c$$

$$x_{pl} = \frac{-A_a f_y}{b_c \cdot 0,85 f_c} \quad (3.21)$$

Kun neutraaliakseli on teräspalkin ylälaipassa, muuttuvat normaalivoiman lausekkeet ja neutraaliakselin korkeus seuraavasti:

$$N_a = (A_a - b_f(x_{pl} - s_{cy})) f_y - b_f(x_{pl} - s_{cy}) f_y$$

$$N_c = (b_c x - b_f(x_{pl} - s_{cy})) 0,85 f_c$$

$$x_{pl} = \frac{(A_a - 2b_f s_{cy}) f_y - 0,85 f_c b_f s_{cy}}{(b_c - b_f) \cdot 0,85 f_c - 2b_f f_y} \quad (3.22)$$

Kun neutraaliakseli on teräspalkin uumassa, ovat vastaavat kaavat:

$$N_a = (b_f(h_a + s_{cy} - h_f - x_{pl})) f_y - t_w(x_{pl} - s_{cy} - h_f) f_y$$

$$N_c = (b_c x_{pl} - b_f h_f - t_w(x_{pl} - s_{cy} - h_f)) 0,85 f_c$$

$$x_{pl} = \frac{t_w(h_a - 2s_{cy}) f_y + (b_f h_f - t_w s_{cy} - t_w h_f) 0,85 f_c}{0,85 f_c (b_c - t_w) + 2t_w f_y} \quad (3.23)$$

Kaavoissa

$h_a$	on palkin korkeus
$b_f$	on palkin laipan leveys
$t_w$	on palkin uuman paksuus
$f_c$	on betonin puristuslujuus
$f_y$	on teräksen myötölujuus

Kaavoissa on oletettu yksinkertaistettu poikkileikkaus, jossa betonin puristus pinta-ala ja teräspalkin ylä- ja alalaipat sekä uuma ovat suorakaiteen muotoisia. Poikkileikkauksen momenttikestävyys saa neutraaliakselin määrityksen jälkeen laskettua kertomalla puristus- tai vetovoimaresultantin resultanttien välisellä etäisyydellä. Yksinkertaisimmassa tapauksessa, kun plastinen neutraaliakseli sijaitsee teräspalkin yläpuolella, saadaan poikkileikkauksen momenttikestävydeksi:

$$M_u = A_a f_y (d - 0,5 h_s - 0,5 x) \quad (3.24)$$



Muissa tapauksissa muodostuvat lausekkeet melko pitkiksi, koska teräspalkki ja betoni täytyy jaotella useampaan osaan, joilla on jokaisella oma painopisteensä. Laskentaa on esitetty liitteissä 1 ja 2.

Teräspalkkibetoniset siltakannet ovat poikittain teräsbetonirakenteita, joiden kestävyys ja jäykkyysominaisuuksien laskenta on hyvin tunnettua. Eräs tapa ratkaista teräsbetonipoikkileikkauksen kimmainen taivutusjäykkyys täysin halkeilleessa tilassa on esitetty kirjassa Teräsbetonirakenteet [RIL 125, 1986]:

$$K_r = E_s A_s z (d - x) \quad (3.25)$$

missä

$E_s$	on teräksen kimmokerroin
$A_s$	on vedetyn puolen terästen poikkipinta-ala
$z$	on poikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi
$d$	on tehollinen korkeus
$x$	on betonin puristuspuoleisen korkeus

Jos oletetaan, että betoni on vielä kimmoisella alueella, voi sisäisen momenttivarren laskea:

$$z = d - \frac{1}{3}x \quad (3.26)$$

Betonin puristuspuoleisen korkeudelle voi yleensä käyttää laattamaisilla rakenteilla arviota  $0,15d$  tai sitten sen voi määrittää staattisten momenttien kautta samalla tavalla kuin aiemmin määritettiin liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin paikka kimmoisassa tapauksessa, jolloin saadaan kaava:

$$S_a = A_s (d - x_E)$$

$$S_y = \frac{1}{2} \frac{b_c}{n} x_E^2$$

$$S_a = S_y$$

$$x_E = \frac{n}{b} \left( \sqrt{A_s^2 + 2 \frac{b}{n} A_s d} - A_s \right) \quad (3.27)$$

jossa  $n$  on taas betonin ja raudituksen kimmokertoimien suhde  $E_s/E_c$ .

Teräsbetonipoikkileikkauksen murtomomentin voi Teräsbetonirakenteet -kirjan mukaan laskea kaavalla:

$$M_u = A_s f_y d \left( 1 - \frac{A_s f_y}{2 b d f_c} \right) \quad (3.28)$$

Periaatteessa kaava perustuu samanlaiseen jäykkäplastiseen tarkasteluun kuin liittorakenteenkin tapauksessa.

### 3.2.3 Leikkausvoima

Leikkausvoima oletetaan liittorakenteilla lähes aina kannettavaksi pelkällä teräsosalla. Teräsbetonisilla rakenteilla myös betonin vaikutus leikkausvoimaan voidaan ottaa huomioon. Teräspalkkibetonisille rakenteille ohjeistetaan ensisijaisesti kaikki leikka-

usvoima otettavaksi liittorakenteiden tapaan kannettavaksi vain teräsprofiililla [SFS EN-1994-2, 2006 s. 35]. Eurokoodin SFS EN 1993-1-1 kohta 6.2.6 antaa seuraavan kaavan teräspalkin plastisen leikkauskestävyyden laskemiseksi:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (3.29)$$

missä

- A on profiilin leikkauspinta-ala, jolle voidaan käyttää varmalla puolella olevaa arvoa  $h_w t_w$   
 $h_w$  on palkin uuman korkeus  
 $t_w$  on palkin uuman paksuus  
 $\gamma_{M0}$  on varmuuskerroin, joka on 1,0

Eurokoodi SFS EN-1994-2 sallii myös betonipoikkileikkauksen hyväksikäytön leikkauskapasiteettia laskettaessa, jos se osoitetaan standardin 1992-2 mukaisesti. Eurokoodissa esitetään myös yksinkertaistettu menetelmä, joka edellyttää pitkittäisen raudoituksen käyttöä rakenteen alapinnassa. Käytetään tässä työssä kuitenkin vain yllä esitettyä varmalla puolella olevaa kaavaa 3.29 tarkistamaan, onko kuormituksen aiheuttama leikkausvoima missään vaiheessa yli puolet kaavan arvosta, jolloin se täytyisi mahdollisesti ottaa huomioon rakenteen taivutusmomenttikestävyydessä standardin SFS-EN 1993-1-1 kohdan 6.2.8 mukaan.

Poikittaissuuntaiselle teräsbetonipoikkileikkaukselle käytetään eurokoodin soveltamisohjeen NCCI 1 kohdan 6.2 kaavaa leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskestävyyden määrittämiseksi. Kaava on seuraava:

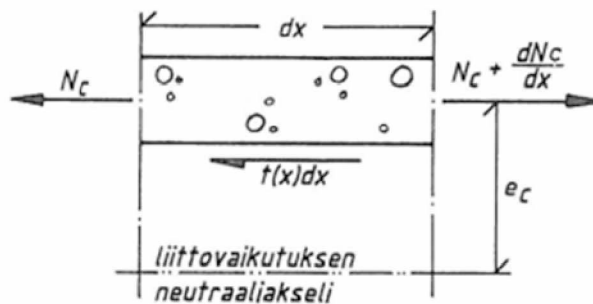
$$V_{c0} = 0,3k(1 + 50\rho_l)f_{ctd}b_wd \quad (3.30)$$

missä

- $k = 1,6 - d \geq 0,8$   
 $\rho_l = A_{sl} / (b_w d) \leq 0,02$   
 $A_{sl}$  on vedetyn pinnan raudoituksen pinta-ala  
 $f_{ctd}$  on betonin mitoitusvetolujuus, jonka tilalla tässä työssä käytetään betonin keskiarvoista vetolujuutta  
 $b_w$  on betoniosan leveys  
 $d$  on rakenteen tehollinen korkeus

### 3.2.4 Tartunta teräksen ja betonin rajapinnassa

Tarkastellaan taivutetun liittorakenteen tasapainoehtoja, jotka on esitetty aikaisemmin kuvassa 3.6. Kuvasta nähdään, että kun liittorakenteen differentiaalisen osan  $dx$  päissä vaikuttavat ulkoinen leikkausvoima  $Q$  (ja/tai ulkoinen kuorma  $q$  osan matkalla), täytyy rakenteen taivutusmomentin muuttua arvon  $dM$  verran, jotta rakenteen momenttitasapaino säilyy. Taivutusmomentin muutos tarkoittaa liittorakenteen tapauksessa sitä, että rakenneosien omat taivutusmomentit sekä niiden välisen voimaparin momentin täytyy muuttua vastaamaan uutta ulkoista momenttia. Voimaparin momentin muuttuminen tarkoittaa käytännössä rakenneosan normaalivoiman muuttumista. Tarkasteltaessa esimerkiksi kuvan 3.7 palkin päällä olevan betonilaatan vaapakappalekuvaa, havaitaan, että siihen vaikuttaa nyt vaakasuunnassa kolme voimaa kuvan mukaan.



Kuva 3.7 Liittopoikkileikkauksen rakenneosien välinen leikkausvuoto [Kouhi&Koukkari, 1989]

Jotta rakenneosan tasapaino vaakasuunnassa säilyisi, täytyy kuvassa olevan leikkausvuon aiheuttaman leikkausvoiman  $t(x)dx$ , olla yhtä suuri kuin normaalivoiman muutos  $dN_c$  matkalla  $dx$ .

Tarkasteltava leikkauspinta voidaan määrittää vapaasti ja tunnettaessa rakenteen poikkileikkausten välinen jännitys jakauman muutos, voidaan täten määrittää rakenteen sisäiset leikkausvuot missä kohdassa poikkileikkausta vain. Leikkausvuon paikallinen suuruus saadaan siis määritettyä kaavasta:

$$t(x) = \frac{dN_{c/a}}{dx} \quad (3.31)$$

missä  $dN_{c/a}$  on betonin/teräksen kokonaisnormaalivoiman muutos matkalla  $dx$ . Normaalivoima voidaan määrittää liittopoikkileikkauksen tasapainoehtojen tai jännitys jakauman perusteella sekä koekuormituksen tapauksessa voimaa voidaan arvioida mittaamalla rakenteen venymiä. Lineaarisesti kimmoisen täydellisen liittorakenteen tapauksessa normaalivoima poikkileikkauksessa voidaan laskea kaavalla [Kouhi&Koukkari, 1989]:

$$N_{c/a} = \frac{\alpha_i}{(\alpha_i + 1)e} M_t \quad (3.32)$$

missä  $M_t$  on poikkileikkauksen kokonaistaiutusmomentti.

Koska normaalivoiman muutos on lineaarisesti riippuva taiutusmomentin muutoksesta, voidaan leikkausvuon kaava kirjoittaa nyt:

$$t(x) = \frac{\alpha_i}{(\alpha_i + 1)e} \frac{dM_t}{dx} = \frac{\alpha_i}{(\alpha_i + 1)e} Q \quad (3.33)$$

missä  $Q$  on poikkileikkauksen leikkausvoima.

Tarkasteltaessa rakenteen päätytukea, jossa taiutusmomentti on nolla, ja poikkileikkausta matkan  $l$  päästä tuelta, on normaalivoiman muutos sama kuin normaalivoiman suuruus kyseisessä poikkileikkauksessa. Kun matkalla  $l$  ei vaikuta ulkoisia kuormia, on leikkausvuoto keskimäärin  $N_{c/a}/l$ . Tätä leikkausvoimaa voidaan kutsua myös ankkuroidinvoimaksi ja matkaa  $l$  leikkausjälkeksi.

Teräspalkkibetonisen rakenteen tapauksessa voidaan valita leikkauspinta teräspalkin piiriin ympäriltä ja täten selvittää leikkausvuoto teräksen ja betonin välillä. Rakenteen toimintaan kuitenkin vaikuttaa ratkaisevasti betonin halkeilu. Onkin epäselvää kuinka

halkeilleessa tilanteessa tartuntajännitykset betonin ja teräksen välillä jakaantuvat. Teräspalkki on pituussuunnassa kahden halkeaman välissä periaatteessa ehjän betonin sisällä mutta tartunta ei kuitenkaan voi olla täydellinen johtuen rakenteen epäjätkävyydestä.

Kuten kappaleessa 2.3.2 esitettiin, voidaan teräspalkkibetoninen rakenne ajatella ikään kuin teräsbetonirakenteena, jossa rakenneosien välinen normaalivoima ankkuroidaan betonin ja teräksen välisellä tartunnalla huomioimatta rakenteen halkeilua ja jakamalla leikkausvuo tasaisesti teräspalkin ja betonin rajapinnalle. Tilanne todellisuudessa tuskin on kuvatulainen, mutta käyttämällä kaavaa testitulosten kanssa, voidaan määritellä tälle laskentatavalle sopiva maksimitartuntajännityksen arvo, joka on standardin BS-5400-5 ja kyseistä standardia käsittelevän kirjallisuuden mukaan 0,7 MPa [Johnson, 1979]. Kappaleessa 2.3.2 mainitut muutkin seikat huomioden, rakenteen suurin sallittu leikkausvuo saadaan laskettua kaavalla:

$$t_{\max} = \tau_{\max}(2b_f + 2h_w) \quad (3.34)$$

missä

$\tau_{\max}$  on suurin sallittu tartuntajännitys 0,7 MPa

$b_f$  on teräspalkin laipan leveys

$h_w$  on teräspalkin uuman korkeus

Huomioitavaa on, että teräspalkin laippojen alapuolet jätetään tarkastelusta pois mahdollisesta huonosta valmistusvaiheen tiivistyksestä ja täten epävarmasta tartunnasta johtuen.

## 3.3 Rakenteen numeerinen laskenta

### 3.3.1 Palkin poikkileikkauksen momentti-käyritysmäyhteys

Edellä esitetyt tavat rakenteiden taivutusjäykkyiden ja -kestävyyden laskemiseksi perustuvat tiettyihin yksinkertaistuksiin materiaalien käyttäytymisestä ja poikkileikkausten muodosta. Kun halutaan ottaa huomioon materiaalien rasitusolosuhteesta riippuva epälineaarisuus, eivät kyseiset kaavat enää päde suoraan koska kaavassa 3.17 oleva taivutusjäykkyys, EI, muuttuu materiaalien ja poikkileikkausten ominaisuuksien muuttuessa. Eräs tapa käsitellä poikkileikkausten muuttuvaa jäykkyyttä on käyttää hyväksi kaavaa 3.16 ja sitä oletusta, että poikkileikkauksen sisäisten voimien summan täytyy olla nolla, kun ulkoista normaalivoimaa ei vaikuta.

Tiedettäessä venymä kahdessa poikkileikkauksen pisteessä ja olettaen lineaarinen, kaksikulotteinen, venymäjakauma poikkileikkauksen alueella, saadaan määritettyä venymä jokaisen materiaalin jokaisessa pisteessä kyseisessä poikkileikkauksessa. Soveltaen valittua materiaalmallia kullekin materiaalille, saadaan laskettua jokaisessa pinta-ala-alkiossa vallitseva voima. Laskemalla yhteen kaikkien poikkileikkauksen pisteiden jännitykset saadaan poikkileikkauksessa vaikuttava kokonaisvoima selville. Toisin sanoen poikkileikkauksen jännitykset integroidaan koko poikkileikkauksen pinta-alan yli. Poikkileikkauksessa vaikuttava momentti saadaan taas laskettua, kun lasketaan yhteen kaikkien poikkileikkauksen pinta-ala-alkioissa vaikuttava voima kerrottuna etäisyydellä, joka pinta-ala-alkion keskipisteellä on jostakin tietyistä poikkileikkauksen toisesta pisteestä.

Koska poikkileikkauksen täytyy olla tasapainossa, täytyy löytää sellainen venymä-kauma, jonka kautta laskettuna poikkileikkauksen kokonaisvoima on nolla. Käytettäessä materiaalimalleissa funktioita, jotka ovat paloittain jatkuvia, vaatii venymä-kauman selvittäminen iteraatiota. Jos oletetaan, että haetaan tiettyä käyritysmää vastaavaa poikkileikkauksen tasapainoa, on ratkaistavana vain yksi muuttuja, joka voi olla venymä missä tahansa poikkileikkauksen pisteessä, sillä kaikkien muiden pisteiden venymä määräytyy tällöin annetun käyritysmän ja pisteiden välisen etäisyyden perusteella.

Poikkileikkaustasapainon määrittämisen venymän arvoa voi etsiä käsin, mikä johtaa melko työläisiin ja monilukuisiin paloittaisiin integrointeihin. Nykyään kuitenkin tietokoneohjelmat osaavat tehokkaasti ratkaista niille annetut funktiot numeerisesti, jolloin käsin laskemista ei välttämättä tarvita ja materiaalia ja poikkileikkauksen geometriaa kuvaavat funktiot voidaan valita periaatteessa vapaasti. Eräs tällainen numeeriseen analyysiin soveltuva ohjelma on PTC:n MathCad, jonka versiota 15.0 tässä työssä käytetään. MathCadiin ohjelmoidaan momentti-käyritysmäyhteyden laskenta seuraavasti:

- Annetaan venymän ja jännityksen väliset yhteydet.
- Määritellään poikkileikkaus, jonka yli jännitykset integroidaan
- Annetaan yhtälö, joka kuvaa poikkileikkauksen venymän missä tahansa poikkileikkauksen korkeudella kahden pisteen venymän funktiona
- Käytetään venymän yhtälöä, poikkileikkauksen geometriatietoja ja materiaalimalleja määrittämään integraalifunktiot, jotka kuvaavat poikkileikkauksen kokonaisvoimaa ja momenttia
- Määritetään funktion juurten hakutoimintoa käyttäen sellainen funktio, joka etsii käyttäen annettua käyritysmää sellaisen venymän arvon, jolla poikkileikkaustasapaino toteutuu
- Lasketaan poikkileikkaustasapainot ja niitä vastaavat poikkileikkauksen taivutusmomentit monella eri käyritysmän arvolla
- Tuloksena saadaan momentti-käyritysmäyhteyttä kuvaava pistejoukko

Saatua yhteyttä voidaan käyttää arvioimaan poikkileikkauksen käyttäytymistä taivutuksessa. Tuloksista voidaan päätellä esim. poikkileikkauksen halkeamamomentti, jos betonin vetolujuus on otettu materiaalimallissa huomioon, sekä halkeilleen tilan taivutusjäykkyys ja suurin taivutusmomentti, jonka poikkileikkaus voi kantaa. Tuloksista pääteltävien suureiden tarkkuus riippuu siitä kuinka tiheällä jaolla poikkileikkaustasapainoja on laskettu.

Koska laskentaa ohjataan käyritysmää muuttamalla, löytää laskenta materiaalien murtolujuuksien ylittymisen jälkeenkin kasvavaa käyritysmää vastaavia poikkileikkauksen tasapainoasemia, jolloin taivutusmomentti pienenee. Nämä tasapainoasemat eivät kuitenkaan koekuormituksessa tule vastaan, koska kuorma pidetään vakiona. Laskenta tuottaa kyseisessä tapauksessa myös hieman epätodellisia tuloksia, jos betonin vetolujuus on otettu huomioon, koska neutraaliakselin siirtyminen takaisin päin edellyttäisi jo haljenneen betonin vetolujuuden palaamista mikä ei ole fyysisesti mahdollista. Täten laskennassa tulisi seurata, että poikkileikkauksen neutraaliakseli kulkee vain yhteen suuntaan, kun betonin vetolujuus on otettu huomioon.

Koska ohjelmassa lasketaan koko poikkileikkauksen jännitykset, saadaan sitä sovellettua muutenkin kuin momentti-käyritysmäyhteyden laskemiseen. Kuten on esitetty, teräksen ja betonin yhteistoiminta perustuu niiden rajapinnassa vaikuttavaan leikka-

usjännitykseen, joka siirtää rasituksia materiaalilta toiselle. Tämän leikkausvoiman täytyy kokonaisuudessaan olla sen suuruinen, että teräs- ja betoniosan tasapainoehdot vaakasuunnassa täyttyvät. Ohjelmassa saadaan laskettua pelkän teräsprofiilin alueella vaikuttava kokonaisvoima. Jos kyseinen kokonaisvoima ei ole nolla, täytyy betonissa vaikuttaa samansuuruinen, mutta erisuuntainen voima, jotta poikkileikkaus pysyy tasapainossa. Koska oletuksena on, että rakenteessa ei vaikuta ulkoisia normaalivoimia, täytyy leikkausvoiman teräksen ja betonin välillä olla kokonaisuudessaan yhtä suuri kuin teräksessä tai betonissa vaikuttavan kokonaisvoiman, jotta teräspalkin tai betoniosan tasapainoehdot täyttyvät.

Laskemalla poikkileikkauksen momentit ja teräsprofiilin kokonaisvoimat eri käyristymän arvoilla saadaan niiden välinen yhteys selville. Tiedettäessä momentti jossakin rakenteen kohdassa, voidaan täten leikkausjanteen ja teräksessä vaikuttavan normaalivoiman kautta päätellä mikä on teräksen ja betonin välinen leikkausvuo, kuten esitettiin kappaleessa 3.2.4.

### 3.3.2 Koekuormituksen mallinnus

Koska koekuormituksesta mitataan vain vaikuttavaa kokonaisvoimaa ja samaan aikaan tapahtuvia laattamaisen rakenteen muodonmuutoksia, ei yksiaukkoisen palkin kaavat tuota kovin tarkkoja ratkaisuja rakenteen todellisista rasituksista. Rasitukset jakautuvat leveyssuunnassa, mihin vaikuttaa rakenteen pääsuunnan jäykkyudet eri kohdissa rakennetta, poikkisuunnan jäykkyys ja rakenteen vääntöjäykkyys.

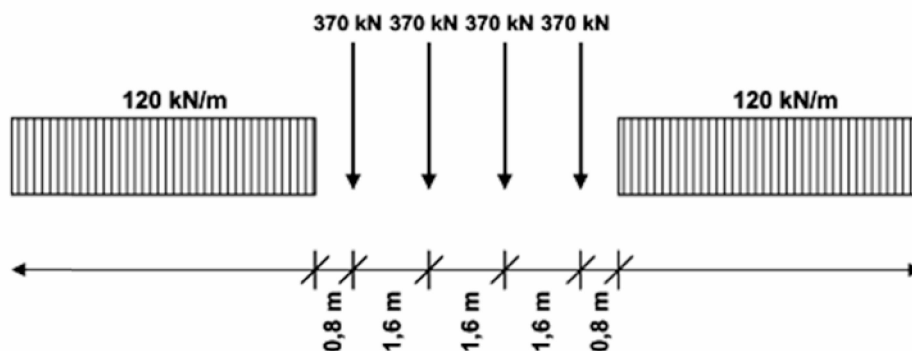
Elementtimenetelmä (Finite element analysis) soveltuu laskennallisesti työläiden mallien ratkaisemiseen, mutta edellyttää tarkkaa tuntemusta siitä mitä ollaan mallintamassa ja ratkaisemassa. Tässä työssä käytetään LUSAS-ohjelmaa ratkaisemaan koekuormituksesta aiheutuvat laskennalliset rasitukset ja muodonmuutokset rakenteelle.

Kuormitettavat lohkot mallinnetaan ohjelmaan arinamallina, jossa sekä pituus- että leveyssuunta mallinnetaan palkkielementeillä. Arinamallin valintaan on syynä se, että palkkielementtien jäykkyysominaisuuksia on helppo hallita ja mallista pystytään selvästi erottamaan pääsuunnan ja poikkisuunnan rasitukset ja vertaamaan niitä koekuormituksista tehtyihin havaintoihin. Lisäksi voidaan käyttää pääsuunnan toimintaa kuvaamaan palkkielementtejä, joissa rakenteen laskennallinen momentti-käyristymäyhteys on huomioitu. Täten mallissa voi epäsuorasti käyttää monimutkaisiakin materiaalmalleja. On kuitenkin huomattava että laattaelementeillä mallinnettu laatta sekä samaa laattaa kuvaava arinamalli saattavat tuottaa jossain määrin poikkeavia tuloksia, koska arinamalli on kuitenkin vain yksinkertaistus todellisen laatan toiminnasta.

Kuorma rakenteelle annetaan pienissä paloissa, mitä ohjelma jo voimakkaasti epälineaarisia palkkielementtejä käytettäessä edellyttääkin, mutta myös sen takia, että koekuormitus rakenteelle tehdään hiljalleen kuormaa lisäämällä. Täten koekuormituksista ja rakenneanalyyseistä saadaan samantyyppisiä voima-muodonmuutosyhteyksiä. Näitä erilaisia koekuormitusten ja laskennallisten tarkastelujen havaintoja vertailemalla voidaan päätellä kuinka hyvin analyysien menetelmät ja lähtöoletukset arvioivat todellisen rakenteen toimintaa koekuormituksessa.

### 3.3.3 Junakuormat

Junakuormien vaikutukset rakenteeseen tarkastetaan Eurokoodin soveltamisohjeen NCCI 1 periaatteiden mukaan. Käytettävä kuormakaavio on LM-71, joka luokitellaan siten, että sen vaikutukset kattavat 25 t akselipainoisen junan ylityksen. Kuormakaavio LM71-35 on esitetty kuvassa 3.8.



Kuva 3.8 Luokiteltu kuormakaavio LM71-35 [Liikenneviraston ohjeita 20/2011]

Taulukossa 3.1 on esitetty muiden luokiteltujen kaavioiden pistekuormat ja nauha-kuormat:

Taulukko 3.1 Rautatiesilloille määritetyt luokitellut kuormakaaviot [Liikenneviraston ohjeita 20/2011]

Kaluston sallittu akselipaino [kN]	Luokitellun kuormakaavion tunnus	Kerroin $\alpha$	Luokitellun kuormakaavion akseli-kuorma $Q_k$ [kN]	Luokitellun kuorma-kaavion nauha-kuorma $q_k$ [kN/m]
350	LM71-35	1,46	370	120
300	LM71-30	1,33	330	106
275	LM71-27,5	1,21	300	96
250	LM71-25	1,10	275	88
225	LM71-22,5	1,00	250	80
170	LM71-17	0,75	188	60

Tässä työssä käytetään kuormakaaviota LM71-25 määrittäessä junakuormien vaikutukset. Käytännössä näin lyhyen sillan tapauksessa mitoittavat kuormat ovat vain kuormakaavion akselikuormat. Kuorma kerrotaan sysäyskertoimella, jolla otetaan kuorman dynaamiset vaikutukset huomioon ja joka saadaan laskettua kaavasta [Liikenneviraston ohjeita 23/2010]:

$$\phi = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,82 \quad (3.35)$$

missä  $L_\phi$  on vapaasti tuetun laatan tapauksessa sama kuin rakenteen jännemitta  $L$ . Sysäysluvun raja-arvot ovat:

$$1,00 \leq \phi \leq 1,67$$

Pystykuormien epäkeskisyys ja jakautuminen tukikerroksen läpi otetaan huomioon siten, kuin ohjeessa on määritetty. Muita liikennekuormien vaikutuksia, kuten jarrukuormaa tai sivusysäystä, ei tarkastella.

## 4 Koekuormitukset

### 4.1 Yleistä

Koekuormitukset ja niiden valmistelut tehtiin vuoden 2011 toukokuun ja joulukuun välisenä aikana. Toukokuussa siltalohkot olivat vielä ratarakenteessa, mistä ne tarvittavien mittausten ja työstön jälkeen poistettiin ja siirrettiin Tampereen teknillisen yliopiston Rakennustekniikan laitoksen koehallille. Siirron suoritti VR Track Oy.

TTY:llä siltalohkoja työstettiin kuormituksiin sopiviksi ja niiden materiaaleista otettiin näytteitä lujuudesta ja yleisestä kunnosta. Samaan aikaan koekuormituslaitteiston mitoitusta suoritettiin alustavien murtokuorma-arvioiden perusteella, jotka puolestaan tarkentuivat, kun materiaalien lujuudet saatiin paremmin selville. Koekuormitusjärjestelmän mitoituksessa päädyttiin mitoittamaan se 4 MN:in kokonaiskuormalle Lohkon 1 murtokuorman yläraja-arvion perusteella.

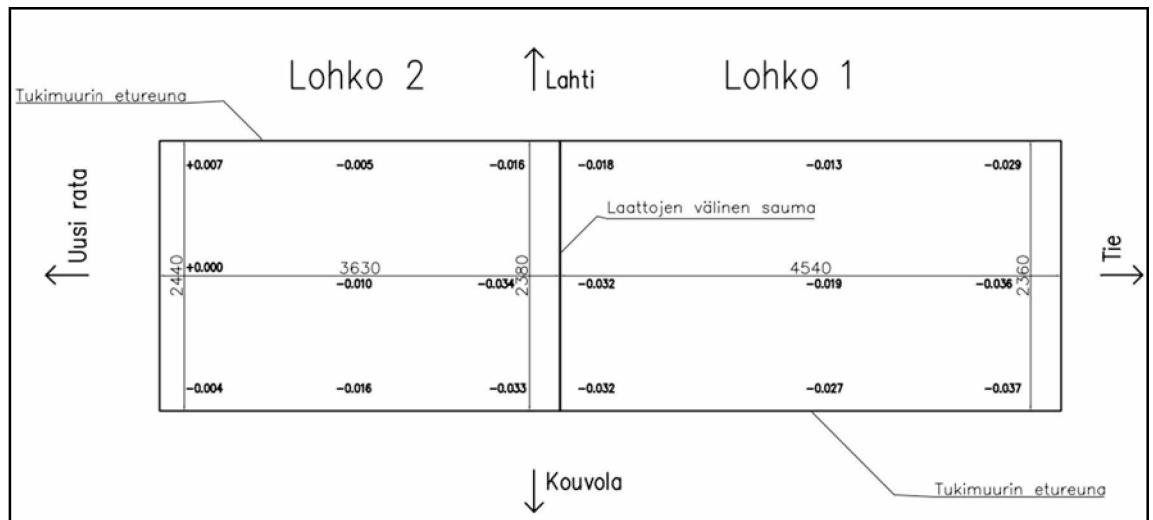
Myös kaikki koekuormituksen mittalaitteet täytyi koota, kiinnittää ja koestaa. Kun ensimmäisenä kuormitettava Lohko 2 oli saatu valmiiksi koekuormitusta varten syyskuussa, kuormitettiin se murtoon 24.9.2011. Kuormitettu lohko 2 siirrettiin pois ja uusi lohko otettiin työn alle. Seuraava kuormitettava, lohko 1, saatiin valmiiksi koekuormitusta varten marraskuussa ja se kuormitettiin murtoon 4.12.2011. Koekuormitusten jälkeen lohkojen alapinta vielä avattiin teräspalkkien kunnan tutkimisen vuoksi.

### 4.2 Mittaukset siltapaikalla

Tutkimukset aloitettiin perehtymällä kohteen sen hetkiseen kuntoon siltapaikalla iitissä. Kohteessa oli tarkoitus selvittää rakenteen todelliset mitat ja kunto. Varsinkin siltalohkojen nostotyötä varten lohkojen painon arvioiminen oli tärkeää. Lisäksi teräspalkkien venymäliuskojen paikat valmisteltiin rakenteen alapintaan, mikä edellytti alustavan koekuormituksen mittaussuunnitelman olemassaoloa. Alustavien mittausten jälkeen sillan poistaminen ratarakenteesta aloitettiin. Tukikerroksen poiston yhteydessä rakenteesta mitattiin taipumia ja teräksen venymiä muutamassa kohtaa, jotta saataisiin käsitys tukikerroksen poiston vaikutuksista sillan rasituksiin.

Kuvaan 4.1 on kerätty siltapaikan mittauksissa saadut arvot. Kuvasta nähdään, että laattojen alapinta on suhteellisen vaakatasossa ja suora. Lohkon 1 keskikohta oli selvästi korkeammalla kuin reunat, mihin todennäköinen syy on muottien painuminen valmistuksessa. Täten teräspalkkien suojabetonipaksuudessa on odotettavissa samansuuruisia muutoksia.





Kuva 4.1 Etumuurien väliset etäisyydet, lohkojen leveydet ja alapinnan suhteelliset korkotasot siltapaikalla 5.5.2011

Muita havaintoja, joita siltapaikalla tehtiin:

- Betoni oli teräspalkkien kohdalla huonosti tiivistyneen näköistä (liite 4, kuva 7)
- Betoni oli joidenkin teräspalkkien kohdalta myös haljennut pituussuunnassa (liite 4, kuva 7)
- Alapintaa avattaessa havaittiin, että jotkin teräspalkit olivat huomattavan ruosteisia (liite 4, kuva 5)
- Etumuurien ja siltakannen välissä oli n. 10-30 cm betonikerros (liite 4, kuvat 2&3)
- Lohkon 1 ja tuen betonin välissä oli bitumikerros (liite 4, kuva 3)
- Lohkon 2 tuen betoni oli kiinteästi kiinni laatussa (liite 4, kuva 2&3)
- Lohkon 2 tukibetonikerros Lahden puoleisella tuella oli huomattavasti haljennut (liite 4, kuva 2)
- Lohkojen välisestä saumasta oli vuotanut vettä (kuva 4.2)
- Lohko 1 oli tien puoleiselta reunaltaan uudemman betonikehän reunan päällä (kuva 4.2)

Osa edellä mainituista havainnoista on esillä kuvassa 4.2. Rakenne vaikutti olevan kohtuullisen hyvässä kunnossa ottaen huomioon sen iän. Vieressä ollut 60-luvulla rakennettu betonikehän betonista oli irronnut huomattavasti betonia rakenteen pinnalta terästen korroosion vuoksi.



Kuva 4.2 Siltalohkojen alapinta huhtikuussa 2011[Kuva: Heikki Luomala]

Lohkojen yläpuoliset korkotasot mitattiin ennen ja jälkeen päällyskerroksen poiston, minkä perusteella keskimääräinen päällyskerrokset paksuus sillan päällä saatiin määritettyä. Keskimäärin kerroksen paksuus oli 1,16 metriä. Paksumillaan päällyskerros oli 1,48 metriä paksu.

Vasta päällyskerroksen poistamisen jälkeen saatiin mitattua rakenteen todelliset mitat. Lohkossa 2 oli tehty sen tuille viistetyt päätyvalut, jotka olivat samaa valua laatan betonin kanssa (ks. liite 4 kuva 2). Samantyyppinen ratkaisu on esitetty myös sillan piirustuksissa mutta siten, että päätyvalun ja sillan välillä on bitumikerros. Lohkon 2 päätyvalut sahattiin lohkokosta irti ennen nostoa. Lohkossa 1 ei päätyvaluja ollut, mutta bitumikerros ulottui laatan päätyä ylöspäin. Veden-eriste ja suojabetoni olivat lohkossa 2 erittäin huonossa kunnossa ja ne lähtivät kevyellä käsittelyllä paloina irti. Lohkon 1 yläpinnassa ollut eristemateriaali oli paremmassa kunnossa, sillä sen irrottaminen betonista oli työläämpää ja sitä ei kokonaan saatu irrotettua.

Tukikerroksen puron aiheuttamat muodonmuutokset sillassa olivat hyvin pieniä. Suuremmat vaikutukset olivat todennäköisesti ilman lämpötilan muutoksilla mittalaitteisiin ja rakenteeseen. Ulkoilman lämpötila sillan alla muuttui 5 tuntia ja 41 minuuttia kestäneen purkutyön ja mittauksen aikana 21 asteesta 28 asteeseen. Rakenteen lämpötila rakenteen alapinnassa muuttui 19 asteesta 22 asteeseen. Kun tukikerros poistettiin siltalohkon päältä, pääsi yläpinta lämpiämään nopeasti mikä sekin saattoi aiheuttaa rakenteen käyristymistä sen sisäisen lämpötilaeron vuoksi. 26 t painoisen kaivurin ylitykset näkyvät mittaustuloksissa, mutta aiheutetut venymät olivat luokkaa

$3 \cdot 10^{-6}$  ja taipumat muutamia millin sadasosia. Kaivurin telien mitta oli 3,4 m, joten todennäköisesti kaivurin rakenteet kantoivat sen painon suoraan tuille. Täten edellä mainituista venymä- ja taipumamittauksista ei pystytty päättämään tukikerroksen poiston vaikutusta rakenteen rasitukseen.

## 4.3 Laboratoriokokeet materiaaleille

### 4.3.1 Betoni

Betonirakenteille tehtiin lukuisia kokeita, joissa mitattiin muun muassa betonin puristuslujuutta, vetolujuutta, suojahuokossuhdetta ja karbonatisoitumista. Puristuslujuuden testaukset suoritettiin Maa- ja pohjarakenteiden laitoksen (MPR) toimesta ja muut kokeet suoritti Talonrakennustekniikan laitos (TRT). MPR:n tekemät puristuslujuuden mittaukset liittyvät selkeämmin rakenteen kantavuuden arviointiin ja muut olivat yleistä rakenteen kunnon selvitystä, joten tässä osiossa keskitytään lähinnä puristuslujuuden mittauksiin ja saatuihin tuloksiin.

Puristuslujuuden testaamisessa noudatettiin standardien SFS-EN 12504-1 ja SFS-EN 12390-1&3 ohjeita. Kaikkien näytteiden päiden tasaisuus ja suoruus ei ollut täysin standardien mukainen. Mahdollisia virheellisiä puristuslujuuksia pyrittiin havaitsemaan käyttämällä kuormituksessa siirtymien mittaamiseen neljää siirtymäanturia, joiden tuloksista voitaisiin päätellä onko kappaleen murtolujuuden tulos hyväksyttävä siinä mielessä, että murto on tapahtunut keskeisesti. Lisäksi kuormituslaitteen kuormituslevy oli nivelöity, mikä vähensi epäsuorien päiden haittavaikutusta.

Koska näytteiden otto oli rakennetta rikkovaa, päädyttiin näytteet ottamaan vain laattojen reunoilta, jotka sitten sahattiin irti. Täten laattojen leveys hieman pieneni. Mahdollinen virhelähde puristuslujuuden mittauksissa oli, että puristuslujuus olisi vaihdellut paikallisesti siltalohkon alueella, jolloin mitattu tulos ei kuvaisikaan koko rakennetta. Puristuskokeeseen tarvittiin n. 100 mm halkaisijaltaan olevia lieriöitä, jotka porattiin laatan läpi. Täten porattujen lieriöiden korkeudeksi tuli 350 mm – 400 mm. Standardissa SFS-EN 12504-1 suositellaan, että halkaisijan ja näytteen pituuden suhteen pitäisi olla 1:2, mutta tässä tapauksessa päädyttiin tekemään n. 170 mm pitkiä näytteitä, jotta yhdestä poratusta lieriöstä saataisiin kaksi kuormitettavaa näytettä. Neville [Neville, 1973 s. 473] kertoo, että havaitun lujuuden suhde lujuuteen, joka betonilla olisi rakenteessa, riippuu näytteen korkeuden ja halkaisijan suhteesta. Lähteessä kerrottiin myös, että lujuuksien suhteen vaihtelu korkeus/halkaisiasuhteen arvon 2 läheisyydessä on hyvin pientä. Käytetään tässä työssä puristuslujuuden korjauskertoimena arvoa 0,98 Nevillen esittämän taulukon 8.1 mukaan. Taulukossa 4.1 on esitetty puristuslujuuden mittausten tulokset. Yksityiskohtaisemmat tulokset on esitetty liitteessä 5.1.

Taulukko 4.1 Betonille tehtyjen puristuslujuusmittausten tulokset

	Näyte lkm, n	Murtolujuus KA	
		Keskiarvo	Keskihajonta
Lohko 1	7	42,9 MPa	4,5 MPa
Lohko 2	12	38,8 MPa	8,0 MPa

Muutamissa näytteissä oli huomattavan suurta runkoainesta betonin seassa ja moni poralieriö halkesi näiden suurten kivien kohdalta jo poratessa. Muutenkin runkoai-  
neen raekoko vaihteli huomattavasti. Maksimiraekoko oli näytteissä 40–70 mm.

Monet näytteet halkesivat puristuslujuuden testauksessa näytteen pitkittäissuunnas-  
sa, minkä katsotaan standardin SFS-EN 12390-3 mukaan olevan epätyydyttävä mur-  
totapa lieriölle. Toisaalta monissa näytteissä oli havaittavissa samaan aikaan stan-  
dardissa hyväksyttäväksi nähtyä murtokappaleiden kartiomaisuutta. Suuret kivet  
eivät juuri vaikuttaneet murtotapaan, vaan betoni halkeisi jostain muualta kuin suuri-  
en kivien ja sementin rajapinnalta. Liitteessä 5.2 on esitetty valokuvia betonin puris-  
tuslujuuden testauksesta ja havaituista murtotavoista.

Muiden betonille tehtyjen mittausten tulokset löytyvät taulukoituna liitteestä 5.3.  
Koontina tuloksista voidaan sanoa, että betoni ei ollut karbonatisoitunut juuri yhtään  
eikä betoni vaikuttanut pakkasenkestävältä suojahuokosten puuttumisen vuoksi. Toi-  
saalta betoni vaikutti varsin tiiviiltä ja sillä oli hyvä vetolujuus, joten pakkasrapautu-  
mista ei betonissa ollut havaittavissa.

#### 4.3.2 Teräs

Betonin sisällä olleista teräspalkeista otettiin myös näytteet, joista TTY:n Materiaali-  
tekniikan laitos testasi teräksen myötörajan ja vetolujuuden. Koska siltalohkoista  
sahattiin betonin näytteiden oton vuoksi reunalta pois kaistale, joka sisälsi teräspal-  
kin, käytettiin näitä teräspalkkeja lujuuden testaukseen. Betoni piikattiin pois teräs-  
palkkien ympäriltä yhdestä päästä ja sopivat aihiot vetokoetta varten irrotettiin kul-  
mahiomakoneella. Aihiot otettiin teräspalkkien laipan keskikohdasta, jossa laippa on  
paksuimmillaan, jotta niistä saatiin työstettyä standardin SFS 3471 mukaiset nimel-  
lishalkaisijaltaan 10 mm:n kiilaistukkasauvat.

Liitteessä 6 on esitetty terästen vetokokeesta saatuja siirtymä-jännitys käyriä. Ko-  
keessa ei mitattu koekappaleiden venymää, vaan vetolaitteen siirtymää ja täten siis  
kaikkia muitakin kuormituksesta aiheutuvia siirtymiä, joten suoraan jännitys-  
venymäyhteyttä ei voi mittaustuloksista päätellä teräksille. Kuvaajista kuitenkin ero-  
tetaan selvästi teräksen eri jännitys-venymäyhteyden osat: kimmoinen vaihe, suhteel-  
lisuusraja, myötöraja ja murtolujuus. Taulukossa 4.2 on esitetty vetokokeen tulokset.  
Yksittäisten teräsnäytteiden koestuksen tulokset on esitetty liitteen 6 taulukossa 1.

Terästen vetokokeessa suhteellisuusrajan jälkeinen jännitys-siirtymäyhteyden epä-  
lineaarisuus näytti olevan melko suurta. Koska kuitenkin venymää ei mitattu, saattoi  
tuloksessa näkyä mittalaitteistosta johtuvaa epälineaarisuutta. On kuitenkin huomai-  
tava, että jos teräsmateriaalin käyttäytyminen rakenteessa olisi ennen varsinaista  
myötörajan saavuttamista hyvin epälineaarista, on sillä vaikutusta myös koekuormituk-  
sen tuloksiin.

*Taulukko 4.2 Siltalohkoista otettujen teräsnäytteiden vetolujuudet*

		Myötölujuus [MPa]	Murtolujuus [MPa]	Murtovenymä [%]
Lohko 1	Keskiarvo	280,3	450,6	35
	Keskihajonta	8,32	3,23	1,77
Lohko 2	Keskiarvo	300,6	471,3	32,2
	Keskihajonta	4,64	1,73	3,63

Tuloksista nähdään, että terästen myötö- ja murtolujuudet olivat odotuksiin nähden korkeita ja niillä on pieni hajonta. Arvot myös vastaavat melko hyvin ”valantateräkselle” vuoden 1929 Teknillisessä kirjassa annettuja lujuuden tavallisia arvoja, jotka ovat myötölujuudelle  $2800 \text{ kg/cm}^2$  ja murtolujuudelle  $4500 \text{ kg/cm}^2$ . Murtovenymän suuri arvo kertoo teräksen olevan myös erittäin sitkeää.

## 4.4 Koekuormitusjärjestelmä

### 4.4.1 Järjestelmän osat

Kuormitusjärjestelmä koostui seuraavista osista:

- Tukilinjoina toimineet  $400 \times 400$  tb-paalut
- Pitkät laakerit tuilla, toinen kiinteä, toinen liikkuva pituussuunnassa
- Teräslatat  $L=2800$  kuorman välittämiseen
- Kuormituspalkit:  $2 \times \text{HEB}300$   $L=2800$  toisiinsa pultattuina ja jäykistettyinä
- Jakopalkit: 2 kpl  $2 \times \text{UNP}-400$   $L=1200$  toisiinsa pultattuina ja jäykistettyinä
- 4 kpl Dywidag d36 ja d40 korkealujuustankoja
- 4 kpl hydraulisia tunkkeja, joiden kuormituskyky oli  $1 \text{ MN/kpl}$
- Paineentuottojärjestelmä
- Tarvittavat mutterit, laakerit ja aluslevyt

Koska tunkkien yhteinen maksimikuorma oli  $4 \text{ MN}$  ja alustavien laskelmien perusteella suuremman lohkon murtokuorma saattaisi epäedullisessa tapauksessa olla lähellä tuota arvoa, mitoitettiin koko kuormitusjärjestelmä kestämään täysi kuorma. Kuvassa 4.3 on esitetty kuormitusjärjestelmä koottuna ensimmäiseen, Lohkon 2, kuormitukseen.



Kuva 4.3 Kuormitusjärjestelmä koottuna ensimmäistä koekuormitusta varten



Ideana kuormitusjärjestelmässä oli, että laatta kuormitetaan keskeltä kahdella viivakuormalla joiden pituus on 2800 mm ja keskinäinen etäisyys 300 mm. Viivakuormat muodostettiin kahdesta vahvuudeltaan 10 mm teräslaatasta, kahdesta puukuitulevystä tasaamassa epätasaisuuksia ja Lohkon 2 tapauksessa myös laattojen alle tulleesta tasausvalusta. Kuormituspalkkiyhdistelmä asetettiin viivakuormien päälle siten, että palkkien uumat tulivat viivakuormien kohdalle. Kuormituspalkkeja taas kuormitettiin jakopalkkien kautta, joiden keskinäinen etäisyys oli 1400 mm ja etäisyys kuormituspalkin päistä noin 700 mm. Jakopalkkien yläpintaan tuettiin kuormitustangot, jotka kuljivat jakopalkkien, kuormitettavan laatan, kuormituskehän lattian ja kuormitustunkkien läpi alakertaan. Paineentuottojärjestelmä sijaitsi kuormitusjärjestelmän läheisyydessä ja sen tuottamaa painetta säädettiin manuaalisesti.

#### 4.4.2 Mittalaitteet

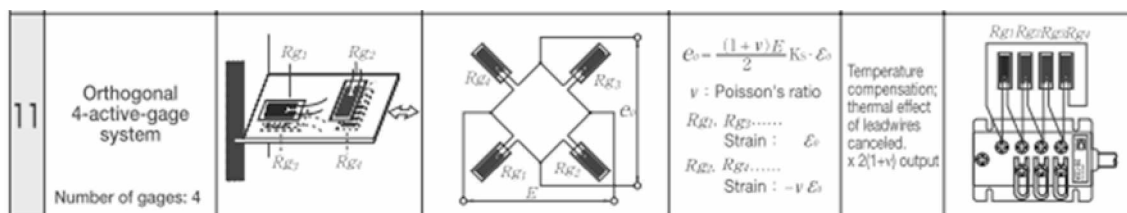
Rakenteen muodonmuutoksia ja rasituksia mittamaan käytettiin lukuisia erityyppisiä antureita:

- Teräksen venymiä venymäliuskoilla ylä- ja alapinnasta
- Betonin puristumaa rakenteen yläpinnasta teräksen venymäliuskoihin perustuvilla venymäsilmukoilla
- Kuormitustangoissa vaikuttavaa voimaa voima-antureilla
- Alapinnan siirtymää, teräspalkkien liukumaa ja päädyn kiertymää siirtymäantureilla
- Ilman ja rakenteen lämpötilaa lämpötila-antureilla

Kaikki anturit toimivat käytännössä samalla periaatteella, jossa anturiin syötetään tasavirtaa ja mitataan anturista saatu jännite, jonka muutoksen avulla voidaan laskea mitattavan suureen muuttuminen. Jännitteiden mittaamiseen käytettiin data-loggereita, joita ohjattiin tietokoneohjelman avulla. Betonin puristuma-anturit ja voima-anturit kalibroitiin ennen kuormituksia, jotta saatiin selville mitattavaa suuretta kuvaava jännitteen muutos. Myös kaikki siirtymäanturien toiminta tarkastettiin ja liukumaa mittaavat antureille kalibroitiin myös tarkka kerroin.

## Venymäliuskat

Venymäantureina käytettiin Kyowan valmistamia tyyppin KFW-2-120-D16-11L1M12 venymäliuskoja, joissa kaksi kappaletta venymäliuskoja on kohtisuorassa toisiaan vastaan. Venymää mitattiin yhdessä pisteessä kahdella tällaisella anturilla yhdistettynä siten, että muodostettiin valmistajan dokumentaatiossa [Kyowa] esitetty siltaus, jossa lämpötilan vaikutukset saadaan kompensoitua. Kuvassa 4.4 on esitetty periaatekuva sillauksen toiminnasta.



Kuva 4.4 Käytetty venymäliuskojen siltaustapa [Technical notes 9, Kyowa]

Kuvasta nähdään myös kaava, jonka avulla venymä,  $\varepsilon_0$ , rakenteessa saadaan selville kun mittaustietoa on käytettävissä. Ratkaistaan kaava venymän suhteen:

$$\Delta\varepsilon_0 = \frac{2\Delta e_0}{(1+\nu)E \cdot K_s} \quad (4.1)$$

missä

$\Delta e_0$  on mitattu jänniteen muutos

$\nu$  on teräksen Poissonin luku

$E$  on mitattu syöttöjännite anturille

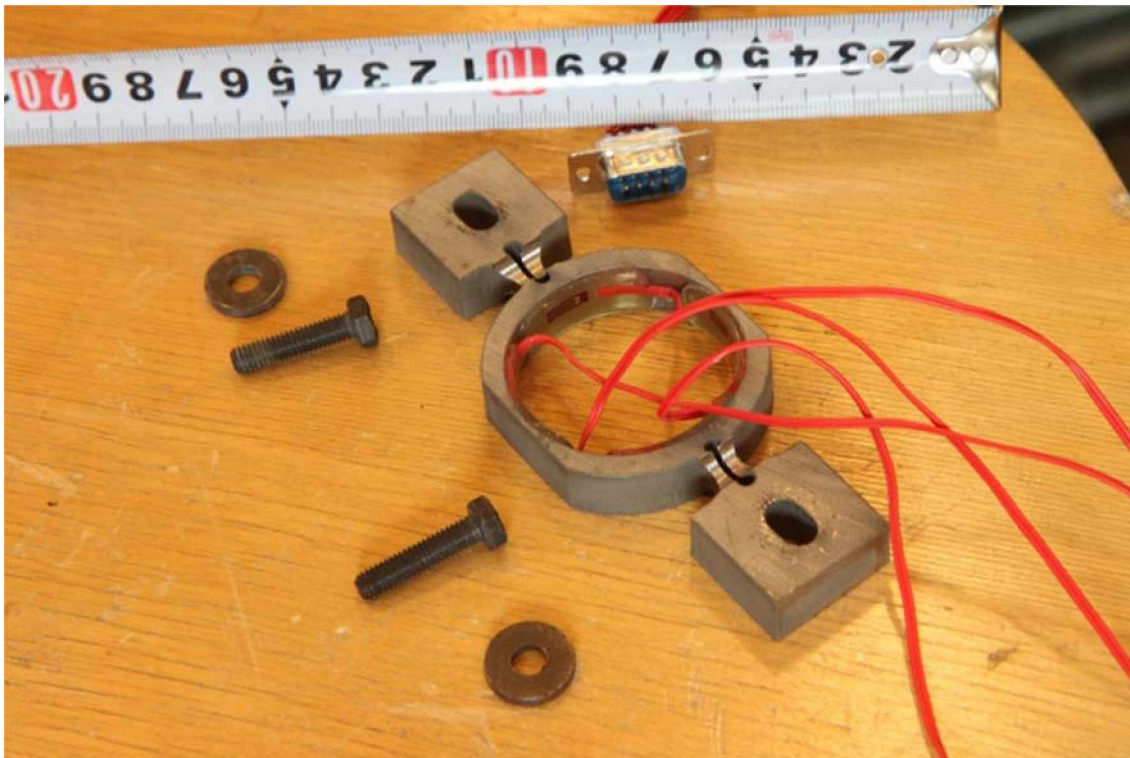
$K_s$  on liuskakerroin

Valmistaja antaa liuskakertoimelle arvon  $2,04 \pm 1\%$ . Yleisesti käytössä oleva Poissonin luvun arvo teräkselle on 0,3. Jotta saadaan järkeviä mittatuloksia, täytyy mitattavaa jännitteen arvoa  $e_0$  käsitellä jännitteen muutoksena jolloin kaavan tuloksesta vähennetään sen arvo halutussa nollakohdassa. Koska liuskat on liimattu, kun rakenteen omapaino on jo vaikuttanut rasituksiin, ei oman painon vaikutusta näy siis suoraan mittaustuloksissa.

Venymäliuskat asennettiin paljastamalla teräspalkit betonin sisästä, hiomalla pinta sileäksi ja kiinnittämällä liuska siihen tarkoitettulla liimalla. Alapinnan mittauskohdat jätettiin auki. Yläpinnan mittauskohdissa venymäanturi peitettiin suojaavalla aineella, minkä jälkeen päälle valettiin juotosbetonia. Tällä pyrittiin vähentämään yläpinnan rikkomisen vaikutusta rakenteiden jäykkyyteen ja murtokuormaan. Sillan betonia ei avattu lohkojen jännevälillä keskeltä yläpinnasta, jossa murren odotettiin tapahtuvan. Kuvia venymäanturien asennuksesta on liitteessä 7.1.

### Betonin puristuma-anturi

Betonin puristumaa mittaamaan käytettiin teräksestä valmistettua silmukkaa, johon oli liimattu neljä yhdensuuntaista venymäliuskaa. Silmukan päät kiinnitettiin betoniin kiila-ankkureilla ja pulteilla jolloin betonin puristuessa silmukan alueella, myös silmukka painuu kasaan ja aiheuttaa venymäantureihin muodonmuutosta. Kuvassa 4.5 on esitetty eräs mittauksissa käytetty anturi. Kiinnityksessä käytettiin lujuusluokan 10.9 pultteja, jotta kiinnitys saataisiin mahdollisimman tiukaksi. Kiinnitettävä kohta betonista hiottiin tasaiseksi mutta silmukan kiinnitysten väliltä n. yhden millin syvemmäksi, jottei silmukka koskisi betoniin. Kiinnityksen pettäessä/luistaessa havaittaisiin pudotus venymässä, koska anturiin aiheutunut puristuma pääsisi vapautumaan. Kuvia puristuma-anturien asennuksesta on liitteessä 7.3.



Kuva 4.5 Eräs betonin puristumaa mittamaan käytetyistä silmukoista

Koska silmukan antamaan tulokseen vaikuttaa paljon se, mikä on venymäliuskojen asema ja asento ja mikä on silmukan geometria, niin jokaiselle silmukalle tarvitsi määrittää oma kertoimensa betonin puristuman määrittämiseen. Silmukat kalibroitiin siten, että ne kiinnitettiin penkkiin, jolla saatiin tehtyä hyvin pieniä liikkeitä kiinnityspisteille. Näiden liikkeiden suuruus mitattiin siirtymä-antureilla samalla mitaten silmukan antamaa jännitteen arvoa ja syöttöjännitettä. Täten saatiin määritettyä pistejoukko, johon lineaarisella regressiolla sovitetun suoran kulmakerrointa voitiin käyttää puristuman mittauksessa rakenteesta. Kertoimien määrittämisessä olisi voitu käyttää toisen asteen yhtälöä, koska joidenkin antureiden käyttäytyminen oli hieman epälineaarista. Toisen asteen yhtälö kuitenkin aiheuttaa omat ongelmansa nollakohdan valinnan ja lämpötilan vaikutuksen korjaamisen kanssa. Jotta sovituksen tarkkuus paranisi, kalibrointi suoritettiin vain odotettavissa olevalla venymäalueella 0,5 ‰ - - 4 ‰, jolloin mittauksissa mahdollisesti näiden raja-arvojen ulkopuolelle menevät venymän arvot eivät välttämättä vastaa todellisuutta suoran sovituksen vuoksi. Kalibroinnin tulokset on esitetty liitteessä 7.2.

Ongelmana anturin kanssa voi olla lämpötilan vaihtelut, koska anturit muuttavat lämpötilaansa nopeammin kuin betoni. Lisäksi anturit olivat ruostumattomasta teräksestä valmistetut, joten niiden lämpölaajenemiskerroin oli eri kuin betonin. Lämpötilan vaikutuksen saa otettua huomioon käyttämällä mittausten aikana tapahtuneita lämpötilan muutoksia hyväksi.



Kaava, jolla betonin puristuma-anturista mitatut voltit saadaan muutettua puristumaksi, on seuraava:

$$\varepsilon = \Delta \frac{e}{E} \cdot \frac{1}{k_C} \quad (4.2)$$

missä

e on mitattu jännite [V]

E on syöttöjännite [V]

k<sub>C</sub> on anturille kalibroitu kerroin [1/V/V]

Virhettä anturin tulokseen aiheutuu lineaarisen sovituksen ja vakion venymäpituuden käytöstä. Lineaarisen sovituksen keskivirhe oli n. 1–2 % anturista riippuen. Anturin epätasainen kiinnitys betoniin saattaa aiheuttaa sen, että puristumaa mitataankin suuremmalta pituudelta kuin kalibroinnissa oletetulta pituudelta. Anturin tartuntakohdan resultantin poikkeama kiinnityspisteestä on arviolta suurimmillaan 5 mm anturin pituussuunnassa, jolloin kertoimessa voi olla virhettä jopa 10 %. Todennäköisempää on kuitenkin, että tartunta- ja kiinnityskohta ovat lähes samassa kohtaa ja kiinnityksestä aiheutuva mittausvirhe on luokkaa 0–5 %.

### Voima-anturit

Voima-antureina käytettiin Kyowan valmistamia tyyppin BL-100TE voima-antureita. Voima-anturit toimivat periaatteessa myös venymäliuskamittauksen avulla. Maksimikuorma voima-antureille oli 1 MN. Anturit kalibroitiin puristamalla niitä leimattua, eli virallisen testauslaitoksen testaamaa, anturia vasten ja mittamaalla syötetyt jännitteet ja vertaamalla tuloksia. Kalibroinnin tulokset on esitetty liitteessä 7.4. Kalibroidut kertoimien arvot poikkesivat vain vähän valmistajan antureille alun perin antamista arvoista. Lineaarinen sovitus kalibroinnissa aiheutti n. 0,1 %:n keskivirheen.

### Siirtymäanturit

Siirtymäantureiden toiminta perustuu anturin sisällä olevaan vastukseen, jonka resistanssi muuttuu riippuen anturin asennosta. Lämpötilan muutos saattaa vaikuttaa mittaustuloksiin, koska anturin teräksiset osat pitenevät/lyhenevät lämpötilan muutoksen mukaan.

Siirtymäantureilla voltit muutettiin millimetreiksi seuraavalla kaavalla:

$$\Delta x = k_x \cdot \Delta \frac{e}{E} \quad (4.3)$$

missä

k on mitta-anturille kalibroitu kerroin [mm/V/V]

e on mitattu anturin jännite [V]

E on syöttöjännite [V]

Kaikille samantyyppisille siirtymäantureille voidaan käyttää samaa kerrointa, sillä kertoimen hajonta on hyvin pientä. 50 mm antureilla kerroin on -52, 100 mm antureilla kerroin taas on -102. Näitä kertoimia käyttäen siirtymäanturin ilmoittama siirtymä kasvaa, kun anturia painetaan sisäänpäin. Kaikki siirtymäanturit kalibroitiin ennen kuormitusta ja kaikki antoivat oikean tuloksen vähintään puolen prosentin tarkkuudella, joten oletettujen vakiokertoimien käyttö on perusteltua.

### Lämpötila-anturit

Lämpötila-antureissa mitattu jännite on suoraan verrannollinen lämpötilaan. Kaava, jolla lämpötila-anturin antama ulostulojännite muunnetaan celsiusasteiksi, on seuraava:

$$T = e \cdot k_T - 273,15^\circ\text{C} \quad (4.4)$$

missä

$e$  on mitattu anturin jännite

$k_T$  on kerroin 100 [K/V]

Käytännössä anturin antama tulos ei ole absoluuttinen lämpötila ja kaavassa tarvitsisi ottaa huomioon vielä kalibrointilisä. Tässä koekuormituksessa seurataan kuitenkin vain lämpötilan muutosta ja absoluuttisella lämpötilalla ei ole merkitystä.

## 4.5 Ensimmäinen koekuormitus

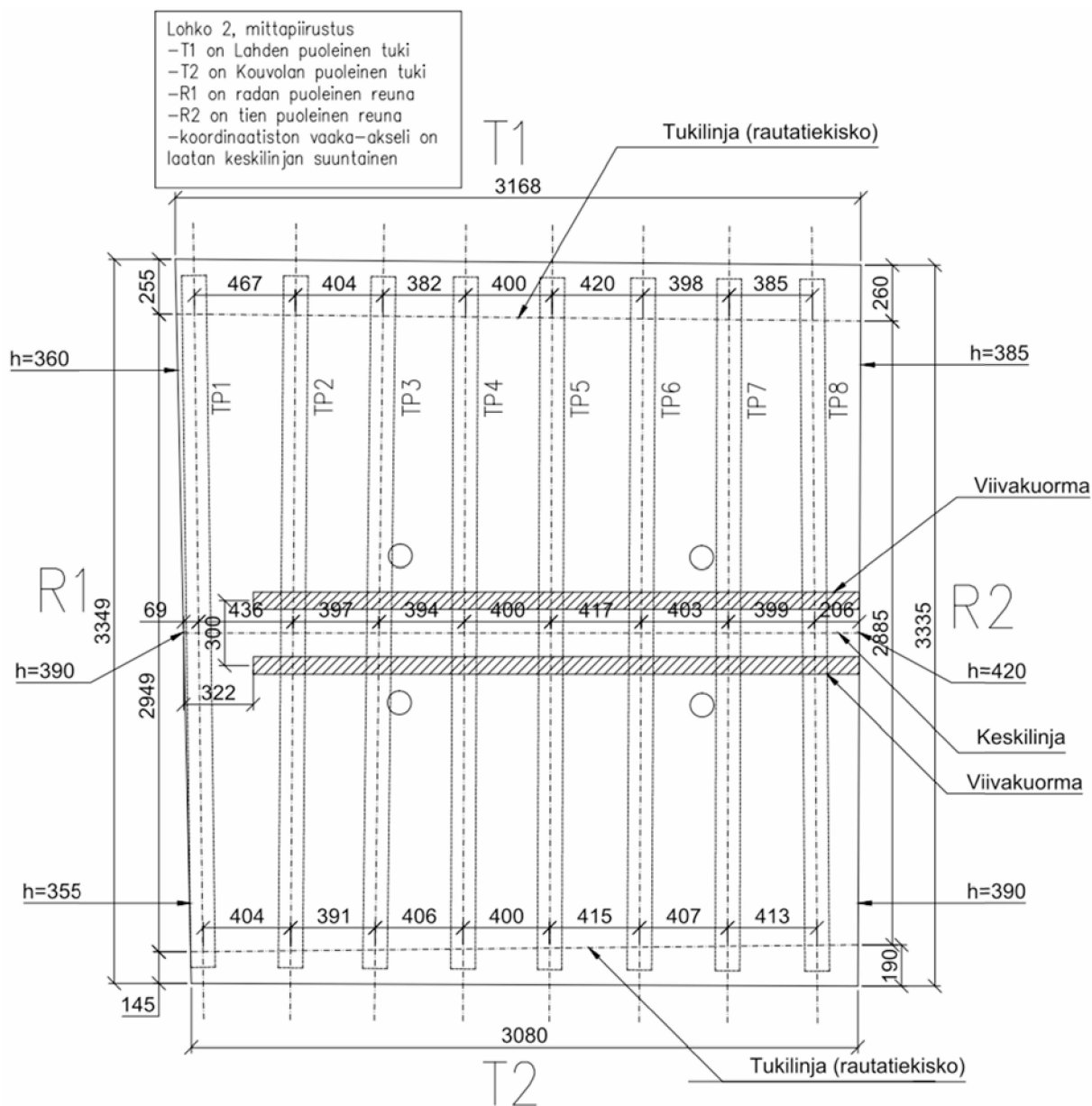
### 4.5.1 Mitat

Lohkon 2 mittoja on esitetty kuvassa 4.6. Toisin kuin kuvassa vaikuttaisi olevan, ei laatan läpi poratut reiät todellisuudessa leikanneet teräspalkkien laippoja. Laatta pyrittiin laskemaan tuilleen siten, että kuormituspalkisto olisi ollut mahdollisimman yhdensuuntainen laatan keskilinjän kanssa. Lohkossa oli myös 100 mm reiät lähempänä tukia, joita käytettiin lohkon nostoon ja siirtämiseen mutta jotka tukittiin juotosbetonilla ennen kuormitusta.

Muita huomioita rakenteesta oli teräspalkkien tukeutuminen tuilla rataiskon päälle ja laatan yläpinnassa oleva 40–50 mm kerros hienorakeisemman ja huokoisemman näköistä betonia kuin muualla rakenteessa. Siltalohkossa oli alun perin reunapalkki reunalla R1, kuten nähdään kuvasta 2.2, mutta se sahattiin pois materiaalinäytteiden oton jälkeen. Sahauksen yhteydessä myös osa reunimmaisesta teräspalkin laippojen reunaa sahautui myös pois.

Koska tukilinjjoilla oli rautatiekiskot, päätettiin tukilinjat valita niiden kohdalta. Tämä johti siihen, että jänneväli ei ollut täysin sama koko leveydeltä, mutta oletus 2,9 m jännevälistä on riittävän tarkka. Mitoista nähdään, että palkit TP2–TP8 ovat kokonaan betonin sisällä siten, että keskikohdalla teräspalkin ja betonin muodostaman poikkileikkauksen leveys on keskimäärin 405 mm. Teräspalkin TP1 ja betonin poikkileikkauksen leveys keskellä on taas 287 mm.

Kuormituspalkki sijoitettiin epäkeskisesti lohkon leveyssuuntaan nähden siten, että sen toinen pää oli linjassa reunan R2 kanssa. Täten teräspalkki TP1 ei ollut suoraan kuormituspalkin alla.



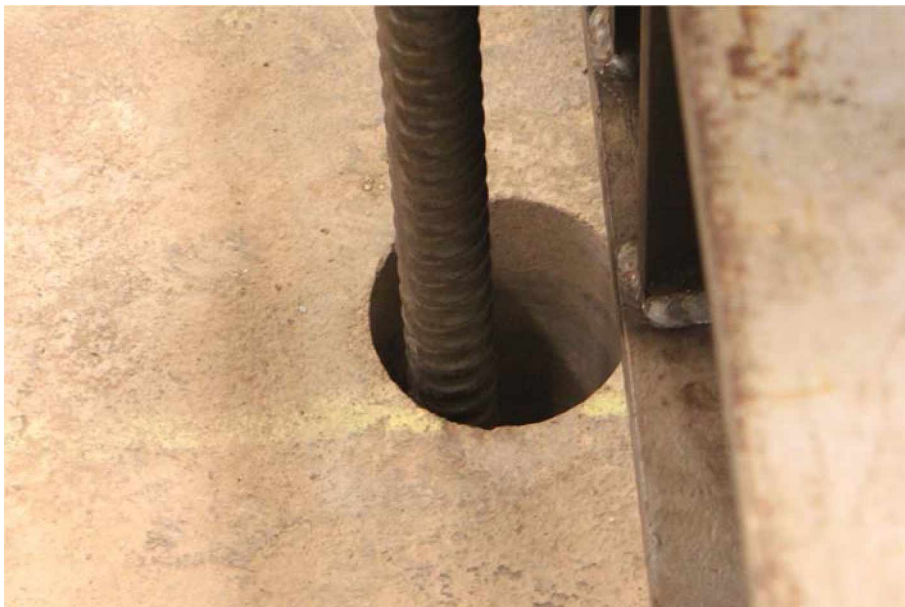
Kuva 4.6 Lohkon 2 mittapiirustus

Lohkon tuet eivät myöskään olleet täysin vaakatasossa tai yhdensuuntaiset toistensa kanssa minkään akselin suhteen. Täten tukilaakereiden ja tuella olevan rautatiekiskon väliin tehtiin juotosbetonista valu, jotta tukien alle ei muodostuisi rakoja ja laatalle aiheutuisi ylimääraistä vääntömomenttia. Tuilla olevat kiskot olivat 117 mm leveät ja profiilinsa puolesta ilmeisesti Suomen ensimmäisellä ratayhteydellä käytettyä kisko-tyyppiä 1800-luvun puolivälistä. Kuvassa 4.7 on esitetty tuentaratkaisu sillan liikkuvalta laakerilta. Kuvassa näkyy myös osittain sahautunut teräspalkin alalaippa ja tyhjätila alalaipan alla, mikä kertoo mahdollisista tiivistysongelmista geometrialtaan hankalissa paikoissa.



Kuva 4.7 Lohkon 2 tuenta tuella T2 ja reunalla R1

Kuvassa 4.8 näkyy oletettavasi heikompaa betonia laatan yläpinnassa reiän reunan yläreunassa. Kyseisellä betonilla on ilmeisesti tehty kaadot sillan päälle, koska tuilla kerros oli ohuempi. Betonin lujuutta ei saatu tutkittua kerroksen ohuuden vuoksi, mutta sillä on olettavasti vaikutusta betonin puristuskestävyyteen laatan yläpinnassa. Täten myös vaikutus voi näkyä vertailussa laskennalliseen murtokuormaan jos käytetään laskennassa rakenteesta mitattua laatan paksuutta yhdessä laatan keskeltä mitatun betonin lujuuden kanssa.



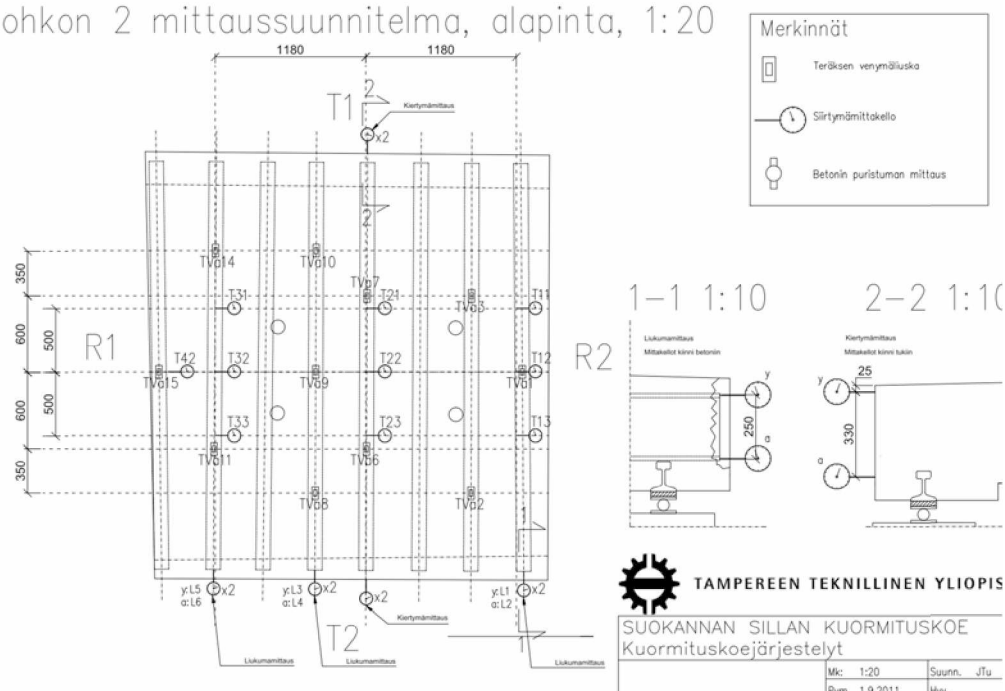
Kuva 4.8 Kerros olettavasti heikompaa betonia rakenteen yläpinnassa, kerroksen paksuus n. 4 cm

#### 4.5.2 Instrumentointi

Kuvassa 4.9 näkyy lohkon 2 yläpinnan mittaussuunnitelma ja kuvassa 4.10 alapinnan mittaussuunnitelma. Suuremmat kuvat mittaussuunnitelmista löytyvät liitteestä 8.1. Pääperiaate mittauksen suunnittelussa oli sijoittaa anturit siten, että tietoa saataisiin leveys- ja pituussuunnassa mahdollisimman kattavasti ja että anturit olisivat sijoitettu jossain määrin symmetrisesti, jotta eri kohtien mittauspisteille löytyisi vertailukohtia. Venymän mittauspisteiden ajatuksena oli saada ensinnäkin tietoa eri kohtien rasitustasoista mutta myös tietoa missä määrin teräs ja betoni toimivat liittorakenteena. Täten antureita sijoitettiin joissakin kohtaa teräspalkin alapintaan, teräspalkin yläpintaan ja lisäksi vielä betonin pintaan, jolloin saadaan kyseisen poikkileikkauksen venymäjakauma.

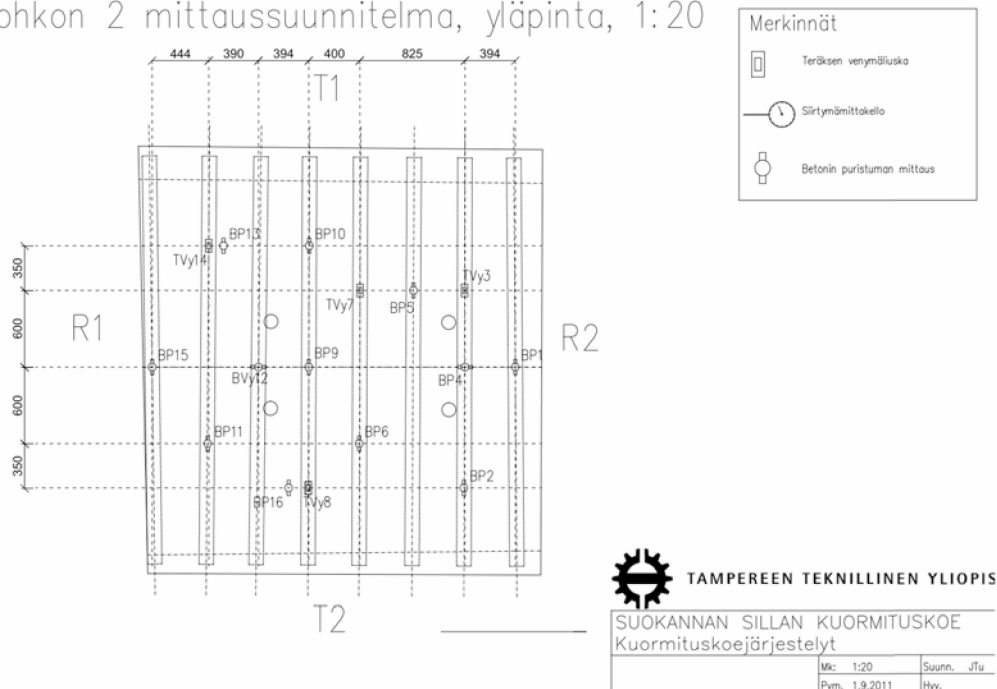
Kaikki teräksen venymäliuskat pyrittiin sijoittamaan mahdollisimman lähelle suunniteltua etäisyyttä keskilinjalta, mutta johtuen pinnan epätasaisuuksista saattoivat sijainnit olla virheellisiä muutaman senttimetrin verran. Venymäliuskat pyrittiin myös asettamaan keskelle teräspalkin laippaa. Niin teräksen venymäanturit kuin betoninkin puristuma-anturit pyrittiin sijoittamaan mahdollisimman tarkasti mittamaan pituussuuntaisesti. Kaksi betonin puristuma-anturia sijoitettiin mittaamaan myös poikkisuunnassa lohkon keskellä.

Lohkon 2 mittaussuunnitelma, alapinta, 1:20



Kuva 4.9 Lohkon 2 alapinnan mittaussuunnitelma (ei mittakaavassa)

## Lohkon 2 mittaussuunnitelma, yläpinta, 1:20

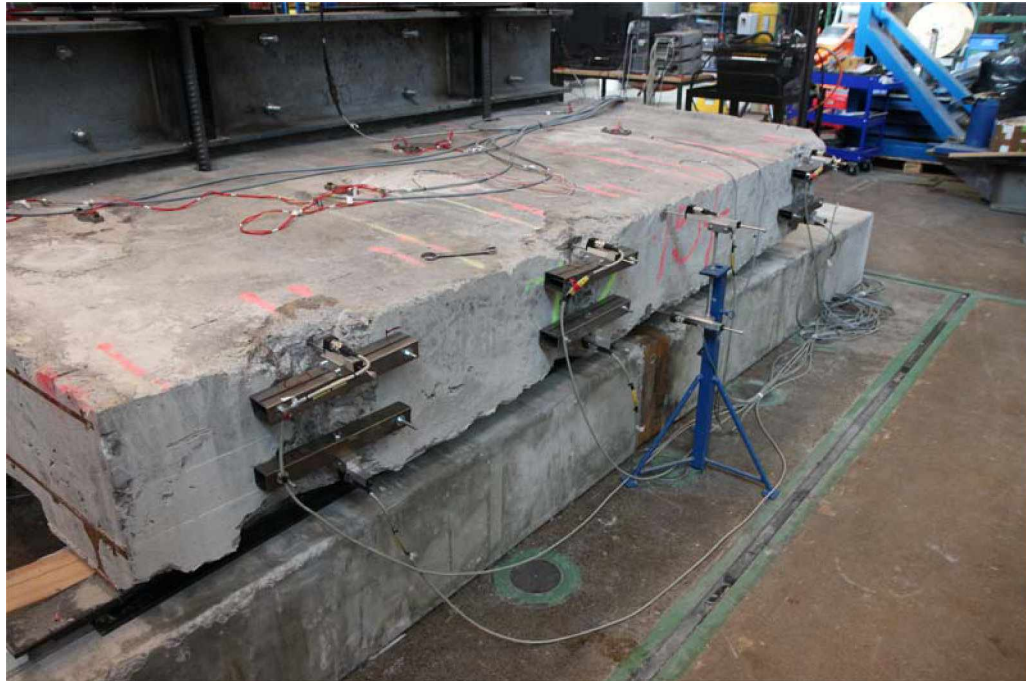


Kuva 4.10 Lohkon 2 yläpinnan mittaussuunnitelma (ei mittakaavassa)

Teräksen ja betonin välisen liukuman mittauksen periaate oli, että teräspalkki piikattiin koko korkeudeltaan esiin lohkon päässä. Tämän jälkeen betoniin kiinnitettiin teräsputki, johon puolestaan kiinnitettiin siirtymäanturi siten, että sen kärki osui teräspalkin päähän. Tämä, kuten myöhemmin osoittautuu, oli kuitenkin todennäköisesti huono mittaustapa, sillä palkin liikkeessa betonin sisällä saattaa betoni rakenteen päässä haljeta. Täten myös siirtymäantureiden kiinnitys saattaa liikkua ja mittaustulokset eivät välttämättä ole kuvaavia, sillä mitattava suure on lähtöarvoisestikin hyvin pieni, joten pienetkin toissijaiset muodonmuutokset saattavat aiheuttaa virhettä. Kuvassa 4.11 esitetään liukuman mittausjärjestely.

Alapinnan taipumaa mittaavat siirtymäanturit kiinnitettiin teräspalkkiin joka makasi tukina toimiviin teräsbetonipaaluihin kiinnitettyjen kulmarautojen päällä. Antureita ei tuettu lattiaan, koska epäiltiin, että tukien painuminen saattaisi haitata mittausta. Yksi ylimääräinen siirtymä-anturi tuettiin vertailun vuoksi lattiaan. Kuvassa 4.12 näkyy molempien mittaustapojen periaate.





Kuva 4.11 Lohkon 2 liukuman mittausjärjestely



Kuva 4.12 Lohkon 2 taipumamittausten periaate

Kaikki anturit liitettiin kytkentälaatikoihin, joista ne kytkettiin syöttöjännitteeseen ja loggeriin. Yhteensä antureita oli seuraavasti:

- Siirtymäantureita 20 kpl
- Betonin puristuma-antureita 13 kpl
- Teräksen venymäantureita 15 kpl
- Voima-antureita 4 kpl
- Lämpötila-antureita 2 kpl

Lisäksi kuuden kytkentälaatikon syöttöjännitteet mitattiin, joten mitattavia jännitteitä oli yhteensä 60 kpl. Yhteen loggeriin olisi käytännössä saanut 40 kanavaa mittaa-

maan jännitteitä, mutta päätettiin käyttää kolmea loggeria rinnakkain jolloin kukin mittasi 20 kanavaa, jotta mittaustaajuus olisi tarpeeksi pieni. Mittaustaajuudeksi saatiin täten 10 sekuntia. Huomioitava on, että mittaustaajuus oli kuitenkin kohtuullisen harva, jolloin esim. tarkastelemalla voiman ja siirtymän välistä yhteyttä suuri kuormituksen muutoksen nopeus saattaa vääristää tuloksia siten, että toinen arvo on mitattu muutamaa sekuntia aikaisemmin kuin toinen.

Rakenteen lämpötilaa mitattiin betoniin poratusta ja tiivistetystä reiästä. Ilman lämpötilan mittausta tehtiin liukumamittaukseen käytetyn tukiteräksen profiilin sisältä, jotta lämpötila vastaisi riittävän hyvin käytettyjen metallisten antureiden lämpötilaa.

#### 4.5.3 Käyttötilan kuormitukset

Ennen murtokuormitusta lohkolle tehtiin lukuisia pienempiä kuormituksia muutaman päivän aikana. Ensinnä tehtiin pieniä kuormituksia, joilla koetettiin mitta- ja kuormituslaitteiston toimivuutta. Nämäkin kuormitukset tallennettiin täydellisinä. Alku-kuormitusten jälkeen alettiin lohkoa kuormittamaan käyttötilan kuormia vastaavilla tasoilla ja epäkeskeisillä kuormilla.

Käyttötilan kuormatasoja oli neljä kappaletta. Eri tasojen kuormituksen oli tarkoitus aiheuttaa rakenteen jännevälin keskelle taivutusmomentti, joka vastaisi eri akselipainosten junien ylityksen aiheuttamaa laskennallista taivutusmomenttia. Valitut akselipainotasot olivat 25 t, 30 t, 35 t ja 35 t varmuuskertoimilla. Junakuormien aiheuttama taivutusmomentti sillan keskellä laskettiin seuraavilla otaksumilla:

- Junakuormana on eurokoodin soveltamisohjeen NCCI 1 mukainen junakuormakaavio LM-71 luokiteltuna vastaamaan tiettyä akselipainoa (ks. 3.3.3)
- Sillan päällä on 400 mm paksu tukikerros jonka läpi kuorma jakautuu 1:4 rakenteelle
- Dynaaminen kuormakerroin oli eurokoodin soveltamisohjeen NCCI 1 mukainen ( $\varphi = 1,67$ )
- Silta mallinnettiin arinamallilla
- Elementtien jäykkyydet olivat halkeilemattoman rakenteen jäykkyydet
- Kuorma ajettiin sillan yli samasta kohta missä kuormituspalkki sijaitsi

Junakuormien ylityksien laskennallisia vaikutuksia verrattiin koekuormituksen kuormituspalkiston aiheuttamiin laskennallisiin vaikutuksiin, jolloin saatiin sopiva käyttötilan kuormataso koekuormitusta varten. Lisäksi otettiin huomioon ratarakenteen päällysrakenteen aiheuttama laskennallinen taivutusmomentti. Käyttötilan kuormatasot olivat kuormituksen kokonaiskuormana mallinnuksen perusteella:

- 25 t akselipaino: 580 kN
- 30 t akselipaino: 670 kN
- 35 t akselipaino: 750 kN
- 35 t akselipaino varmuuskertoimin: 1120 kN

Käyttötilan kuormatasot tehtiin toistoina, joissa kuorma nostettiin halutulle tasolla, pidettiin siellä n. minuutin verran, jonka jälkeen kuorma otettiin pois ja kuormitus toistettiin. Käytännössä kuormituksessa kuormat eivät olleet tarkasti edellä mainittuja, koska kuormitusta säädettiin manuaalisesti paineentuottojärjestelmästä, jolloin 5 % heittoja puoleensa saattoi tapahtua. Toistojen aikana mitattiin ja tarkkailtiin



sillan rasituksia ja mahdollisia näkyvää halkeilua. Toistoja tehtiin niin monta kertaa, että varmistuttiin lohkon käyttäytyminen pysymisestä samanlaisena.

Ensimmäisessä (25 t akselipaino) käyttötilan kuormituksessa toistoja tehtiin 15 kpl. Sillassa ei havaittu halkeamia reunoilla eikä niiden läheisyydessä. Voiman ja taipuman yhteys vaikutti olevan hyvin samankaltaista toistojen välillä.

Toisessa (30 t akselipaino) käyttötilan kuormituksessa kuorman ja taipuman välinen yhteys ei enää vaikuttanut lineaariselta. Muutaman toiston jälkeen käyttäytyminen tasaantui. Toistoja tehtiin yhteensä 15. Epäily on, että siltaan syntyi halkeamia ja jäykkyys laski. Halkeamia ei kuitenkaan havaittu reunoilla tai niiden läheisyydessä.

Kolmannen (35 t akselipaino) käyttötilan kuormituksessa käyttäytyminen oli paljolti samankaltaista kuin ensimmäisenkin. Toistoja tehtiin 15 eikä halkeamia havaittu. Loppuun tehtiin vielä kaksi kappaletta kuormituksia n. 850 kN:lla, joissa voiman ja taipuman yhteys oli edelleen hyvin samankaltainen.

Neljännessä (35 t akselipaino kerrottuna varmuuskertoimilla) kuormituksessa toistoja tehtiin vain 3 kappaletta, koska kuorman pysyessä vakiona käyttötilan kuormatasolla 1120 kN, kasvoivat myös taipumat johtuen todennäköisesti betonin virumisesta eikä nähty tarpeelliseksi aiheuttaa liian suuria pysyviä muodonmuutoksia rakenteelle. Tällä tasolla havaittiin ensimmäiset halkeamat reunoilla. Reunalla R1 ei halkeamia juuri näkynyt kuin alapinnan poikkileikkattujen terästen kohdalla. Reunalla R2 taas halkeamia oli neljä ja ne ulottuivat laatan alapinnasta kohti yläpintaa. Keskellä olevat kaksi halkeamaa ulottuivat n. 200 mm alapinnasta.

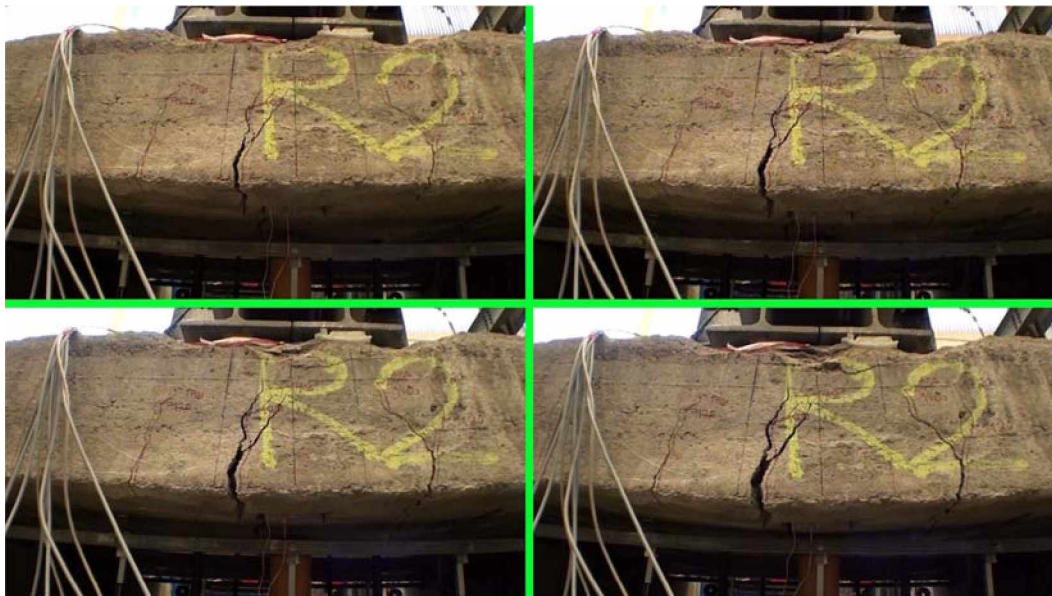
Rakenteille tehtiin epäkeskeinen kuormitus, joka toistettiin ennen jokaista käyttötilan kuormatasoa, jotta nähtäisiin, mikä vaikutus eri kuormatasoilla olisi poikittaiseen toimintaan. Lisäksi epäkeskeisiä kuormituksia tehtiin, jotta käytetyn arinamallin eri osien jäykkyydet saatiin kalibroitua. Epäkeskeinen kuorma tehtiin niin, että reunan R1 nostettiin noin 300 kN:iin. Havaintoja halkeamista ei tehty. Käyttäytyminen vaikutti hyvin samankaltaiselta ennen jokaista kuormatasoa.

#### 4.5.4 Murtokuormitus

Koekuormitus oli tarkoitus tehdä n. kahdessa tunnissa nostaen kuormaa vähitellen ylöspäin, pysähdellen välillä joillekin kuormatasoille ja säätäen kuormitusnopeutta kuormituksen aikana saatujen mittausten perusteella. Ensimmäinen kuorman nosto tosin päätettiin tehdä suoraan suurinta käyttötilan kuormatasoa vastaavalle kokonaiskuormatasolle (1120 kN), koska mittaustietoa alemmilla tasoilla oli jo runsaasti. Kuormitusajan rajoituksina oli, että liian hitaasti kuormitettaessa materiaalit viruvat liikaa ja liian nopeassa kuormituksessa joitakin asioita saattaa jäädä havaitsematta. Tässä kappaleessa esitellään havaintoja ja valokuvia, joita koekuormituksesta tehtiin. Lisää valokuvia ensimmäisestä murtokuormituksesta löytyy liitteestä 8.2.

Kuormitus aloitettiin nostamalla kuorma tasolle 1100 kN, mutta tällöin havaittiin, että yksi hydraulisista tunkeista otti alakerrassa reunaltaan kiinni betoniin. Kuorma otettiin pois, ongelma korjattiin ja kuormitus aloitettiin uudestaan. Kuormitus eteni varovaisesti ja aina kuorman pysyessä vakiona käytiin sillan reunalle R2 merkitsemässä näkyvät halkeamat ja sen hetkinen kuormataso tussilla betoniin. Kun katsottiin, että oltiin lähellä murtoa, niin halkeamien etenemistä ei enää seurattu turvallisuussyistä.

Murtokuormaa lähestyttäessä halkeamat kasvoivat huomattavasti ja laatan taipuma alkoi kasvaa erittäin paljon. Taipuma kasvoi niin paljon, että 100 mm reiästä läpi menneet kuormitustangot alkoivat ottaa reiän reunoihin kiinni, kun lohkon liikkuvan laakerin pää oli siirtynyt useita senttejä ja reikä itsessään oli kallistunut lohkon kiertymästä johtuen. Lisäksi osa siirtymä-antureista (T13, T23, T22, T33, T32, T42) ei enää loppuvaiheessa mitannut niitä varten kiinnitetyn metallilapun kohdalta, vaan suoraan betonista, koska lappu oli siirtynyt pois antureiden kohdalta. Myös laakerilta tuella T1 alkoi loppua liikevara. Sillan reunalle R2 alkoi muodostua pitkittäissuuntaisia halkeamia lähelle yläpintaa ja lopulta betoni lohkesi irti yläpinnasta lohkon keskeltä viivakuormien välistä. Kuormitus päätettiin betonin murtumiseen. Kuvassa 4.13 näkyy kuormituksen viimeisen 15 minuutin aikana tapahtunut halkeamien ja taipumien kasvu sekä yläpinnan murtuminen.

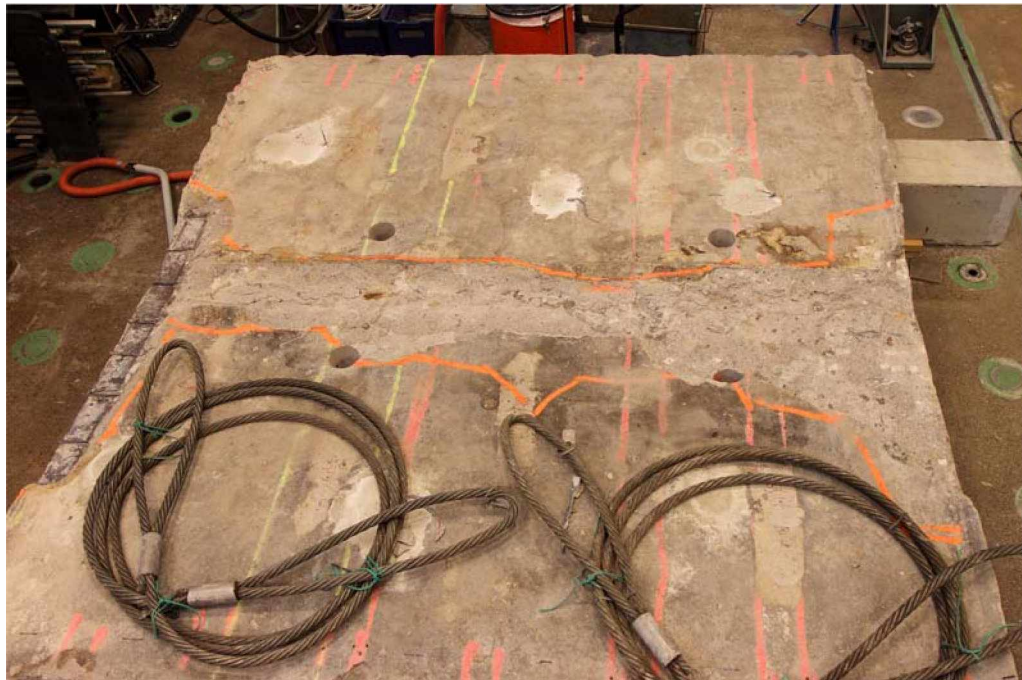


Kuva 4.13 Lohkon 2 reunan R2 murtuminen koekuormituksessa

Kuormituksen jälkeen reunojen R1 ja R2 halkeamat olivat hyvin erilaisia. Tämä oli tosin odotettuakin, koska reunalla R1 teräspalkki oli hyvin lähellä betonin reunaa ja siellä havaittiin selvää betonin irtileikkautumista teräspalkista. Myös reunalla R2 havaittiin pitkittäistä halkeilua, mutta irtileikkaantumista ei ollut tapahtunut. Todennäköisesti irtileikkaantuminen tapahtui vasta taivutusmurron jälkeen tai samanaikaisesti, koska betoni oli selkeästi murskaantunut myös pääsuunnan taivutuksen aiheuttamassa puristuksessa reunalla R1. Kun kuormitusjärjestelmä purettiin lohkon ympäriltä pois, päästiin tarkastelemaan missä kunnossa murtunut kohta on. Havaittiin, että betoni oli murtunut selkeästi koko laatan leveydellä taivutuksessa. Kuvasta 4.14 havaitaan, että lohjenneiden betonikappaleiden yläpinnasta irrotuksen jälkeen, voitiin nähdä murtokuvion levinneen reunoilla. Syynä voi olla murtotilan jälkeinen betonin leikkaantuminen.

Tarkasteltaessa lähikuvaa 4.15 murtuneesta alueesta havaitaan, että murtunut betoni on hyvin hienorakeista ja murtopinnalla näkyy vain harvoja suurempia runkoainesraakeita. Sillan läpi poratuissa betoninäytteissä oli kuitenkin kohtuullisen paljon suuri-kokoista runkoainesta. Tästä voidaan päätellä, että murtuminen olisi tapahtunut heikommassa betonissa, jota oli rakenteen yläpinnassa, kuin betonissa jonka lujuus mitattiin ennen kuormituksia. Jos laskennallisissa tarkastelussa käytettäisiin mitattua rakenteen paksuutta lohkon keskeltä ja lohkon sisältä mitattua betonin lujuutta, saa-

taisiin täten poikkileikkaukselle murtomomentti, joka ei kuvaisi todellista rakennetta. Tarkempi arvio murtomomentista saataisiin ottamalla pintabetonin todellinen lujuus huomioon. Koska pintabetonin materiaali ominaisuuksista ei kuitenkaan ole tarkempaa tietoa, ei sen huomioiminen laskennallisessa tarkastelussa.



Kuva 4.14 Lohkon 2 yleiskuva murtokuormituksen jälkeen



Kuva 4.15 Lohkon 2 murtopinnan betonia

Lohko käännettiin ympäri kuormituksen jälkeen, jotta rakenteen halkeilusta saataisiin parempi kuva. Valokuva lohkon 2 halkeilleesta alapinnasta on esitetty kuvassa 4.16. Suurimmat halkeamat keskittyivät rakenteen keskelle, jossa teräksen myötäminen oli ollut suurinta. Halkeilua oli kuitenkin havaittavissa koko alapinnan alueella. Pääsuun-



nan halkeamat (kuvassa suunta alhaalta-ylös) keskittyivät poikittaisten terästen kohdalle, eli niiden välinen etäisyys oli n. 200 mm. Rakenteessa oli myös runsaasti pituussuuntaisia halkeamia, jotka ulottuivat aina lähelle tukia asti. Aivan rakenteen keskellä, ei poikittainen halkeilu ollut kovin suurta. Teräspalkin TP2 (kuvassa toinen alhaalta) ja kuormitustankojen reikien kohdalla poikittainen halkeilu oli voimakkaampaa. Alueella esiintyi myös muutamia vinoja halkeamia, mikä voi kertoa kuorman epäkeskeisyydestä johtuvista poikittaisista rasituksista. Myös reunalla R2 (kuvassa ylhäällä) oli havaittavissa poikittaisesta taivutuksesta aiheutunutta halkeilua jännevälin keskellä.



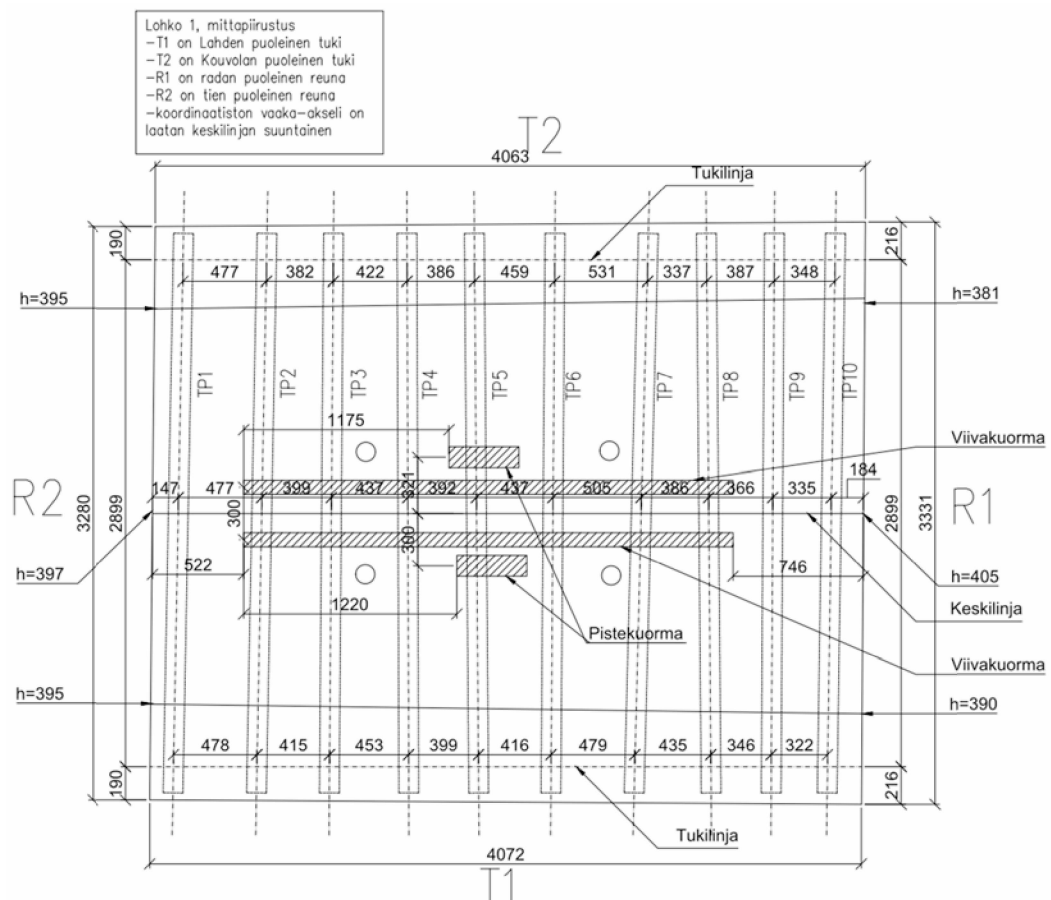
Kuva 4.16 Lohkon 2 alapinnan halkeamat

## 4.6 Toinen koekuormitus

### 4.6.1 Mitat

Kuukausi lohkon 2 kuormituksen jälkeen kuormitettiin vanhempi ja suurempi Lohko 1, jonka mittoja on esitetty kuvassa 4.17. Lohko oli kohtuullisen tasapaksu, mutta kuitenkin hieman paksumpi keskeltä kuin lähellä tukia. Koska tuilla ei ollut rataksia, kuten lohossa 2, niin tukilinjoiden valinta voitiin tehdä vapaasti. Jännemittaus valittiin 2,9 m, jottei tukilinja olisi liian lähellä lohkon päätyä. Lohkon tukien pinnat vaikuttivat tasaisilta, joten niitä käytettiin suoraan laakereiden terälevyjen päällä, jolloin nurkka R2-T1 jäi metrin matkalta ilmaan, mutta rako täytettiin juotosbetonilla. Näyteidenoton vuoksi irtisahattu reuna oli reuna R2. Myös tässä lohossa nostoreiät täytettiin juotosbetonilla.

Betoni vaikutti olevan melko tasalaatuista, paitsi teräspalkkien alapuolella, jossa betoni oli selkeästi huonosti tiivistynyttä. Teräspalkkien jako ja asento oli myös melko vaihteleva. Varsinkin reunalla R1 teräspalkkien jako oli selkeästi tiiviimpää. Keskellä laattaa ja reunalla R1 kolmen teräspalkin ja betonin muodostaman poikkileikkauksen keskimääräinen leveys oli 359 mm, kun muuten muilla palkeilla arvo oli keskimäärin 426 mm. Kaikkien betonin ja teräksen muodostamien liittopoikkileikkausten leveys oli keskimäärin 407 mm.



Kuva 4.17 Lohkon 1 mittapiirustus

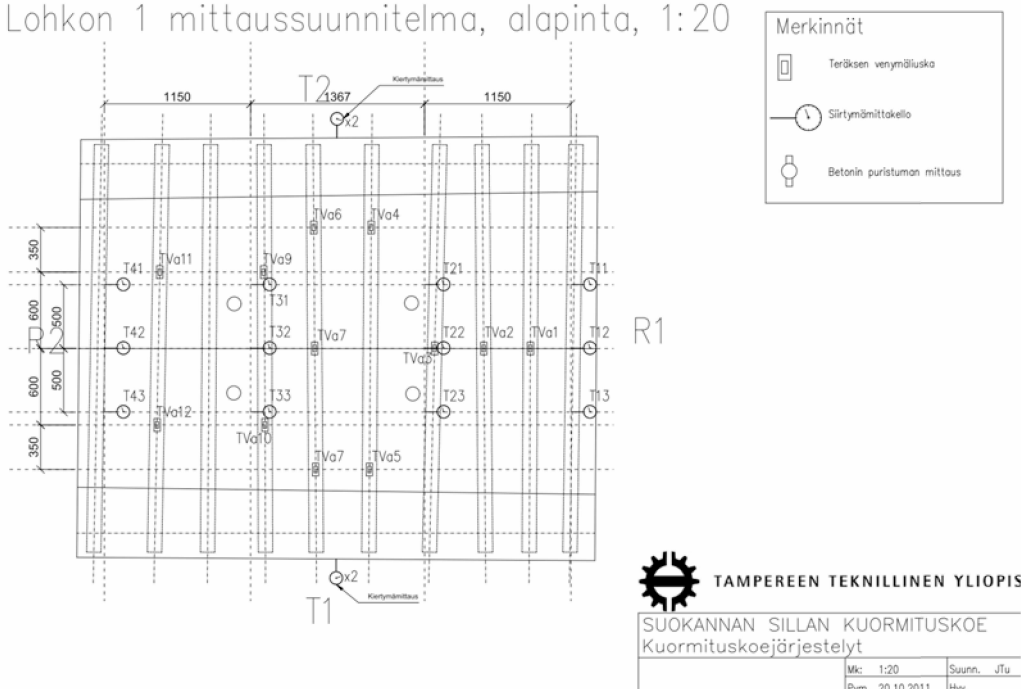
Kuormituspalkin sijainti oli epäkeskeinen leveyssuunnassa siten, että sen etäisyys reunasta R1 oli n. 746 mm ja reunasta R2 n. 522 mm. Täten suoraan kuormituspalkin alle jäivät teräspalkit vain TP2-8. Liikkuva laakeri oli tuella T1. Ensimmäisen koe-kuormituksen perusteella nyt osattiin varautua paremmin suuriin siirtymiin ja niiden aiheuttamiin mahdollisiin ongelmiin kuormitusjärjestelmän kanssa. Liikkuvan laakerin liikevaraa kasvatettiin, kuormitusreikiä avarrettiin reunoilta ja kuormitustangot sijoiteltiin suhteessa reikiin siten, että niilläkin olisi enemmän liikkumavaraa.

#### 4.6.2 Instrumentointi

Lohkon 1 mitta-antureiden suunnittelussa ja asentamisessa noudatettiin paljolti samoja periaatteita kuin lohkon 2 tapauksessa, jotka on esitetty kappaleessa 4.5.2. Koska rakenne oli isompi, tuli antureitakin täten enemmän. Kuvassa 4.18 näkyy alapinnan mittaussuunnitelma ja kuvassa 4.19 taas yläpinnan vastaava suunnitelma. Suuremmat kuvat on esitetty liitteessä 9.1.

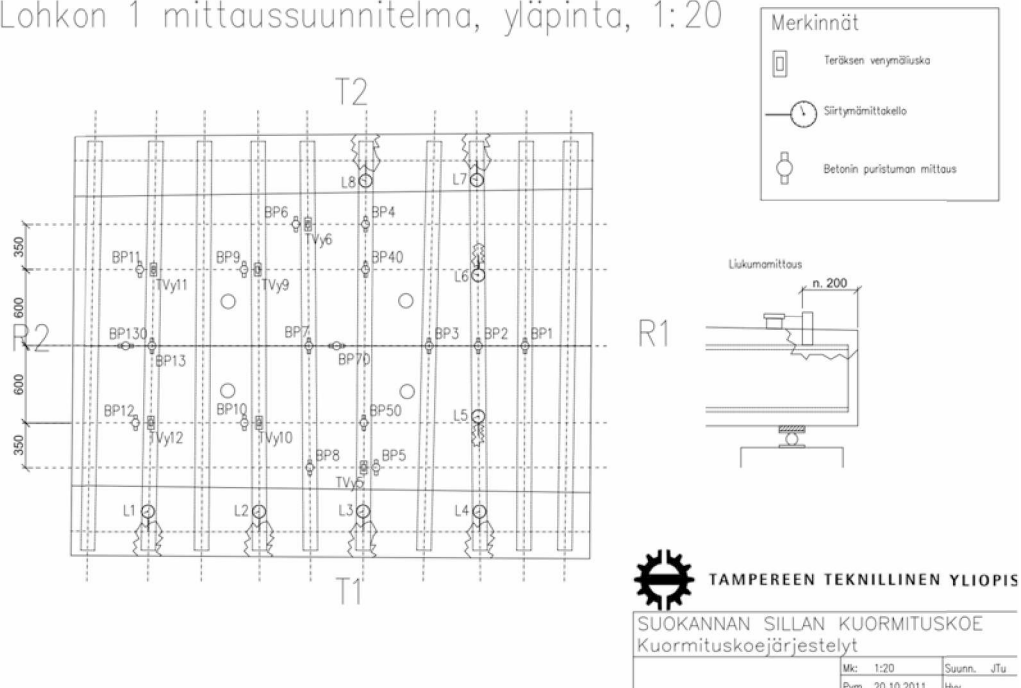
Lohkon 2 alustavien tulosten perusteella heräsi epäily, että liukumamittaus ei toimisi kovin hyvin aiemmin esitetyllä tavalla, jossa mittakellot olivat kiinni rakenteen päädysssä. Mittaustapa muutettiin periaatteeltaan kuvassa 4.19 esitetyn mukaiseksi. Lisäksi liukumamittauksia ei tehty pelkästään rakenteen päässä vaan vertailun vuoksi myös keskemmällä siltaa.

Lohkon 1 mittaussuunnitelma, alapinta, 1:20



Kuva 4.18 Lohkon 1 alapinnan mittaussuunnitelma (ei mittakaavassa)

Lohkon 1 mittaussuunnitelma, yläpinta, 1:20



Kuva 4.19 Lohkon yläpinnan mittaussuunnitelma (ei mittakaavassa)

Mitta-antureita oli seuraavat määrät:

- Siirtymäantureita: 24 kpl
- Betonin puristuma-antureita: 17 kpl
- Teräksen venymäantureita: 18 kpl
- Voima-antureita: 4 kpl
- Lämpötila-antureita: 2 kpl

Yhteensä mitattavia kanavia, otettaessa syöttöjännitteet mukaan, oli 73 kpl. Mittaamiseen käytettiin neljää loggeria, jolloin mittaustaajuus oli 8 sekuntia.

#### 4.6.3 Käyttötilan kuormitukset

Käyttötilan kuormitusten akselipainot ja niiden laskentaperiaatteet olivat samat kuin lohkon 2 tapauksessa. Lohko 1 oli kuitenkin leveämpi, joten kuorman jakautuminen leveyssuunnassa muutti palkeille tulevia laskennallisia rasituksia. Täten lohkolle 1 laskettuna käyttötilan kuormatasot olivat seuraavat:

- 25 t akselipaino: 650 kN
- 30 t akselipaino: 775 kN
- 35 t akselipaino: 850 kN
- 35 t akselipaino varmuuskertoimilla: 1215 kN

Nähdään, että käyttötilan kuormat nousivat n. 100 kN verrattuna lohkon 2 kuormiin johtuen siitä, että kuormituspaikka jäykistää rakennetta poikkisuunnassa ja kuormat jakautuivat tällöin tehokkaammin kuin jakaantuisivat ilman teräspalkkia kuin ne olisivat jakautuneet junakuorman vaikutuksesta. Tällöin kuormituksessa tarvitaan suurempi kuorma, jotta palkeille saadaan samat rasitukset, kuin mitä junan ylitys laskennallisesti aiheuttaa.

Lohkon 2 kuormitusten perusteella päätettiin myös muuttaa epäkeskeinen kuormitus pistekuormitukseksi. Epäkeskeinen kuormitus on hankala käsitellä laskennallisesti

poikittaista jäykkyyttä määritettäessä, koska teräspalkin jäykkyydellä on siinä osuutensa. Pistekuormitus toteutettiin siten, että 400x120x50 teräslevyt asetettiin kuormituspalkkien laippojen reunan alle lohkon keskellä, jolloin kuormituspalkki makasi pelkästään teräslevyjen päällä ja kuorma rakenteelle tuli pelkästään levyjen kautta. Koska kuormitusjärjestelyn toteuttaminen oli varsin työläs prosessi, tehtiin piste-kuormitus vain kerran 230 kN:n kokonaiskuormalla.

Ennen pistekuormitusta tehtiin kuitenkin kolme toistoa ensimmäisellä käyttötilan kuormatasolla hitaasti kuormaa lisäämällä ja poistamalla, jotta laatan käyttäytyminen pienillä kuormilla saatiin varmasti talteen ja välysten poistuminen kuormitusjärjestelmästä tapahtuisi hallitusti. Varsinaiset käyttötilan kuormitukset tehtiin taas toistamalla haluttua kuormatasoa riittävän monta kertaa. Jokaisen kuormatason ensimmäinen kuorman nosto tehtiin rauhallisesti, jotta saatiin kaikki tarpeellinen tietoa tallennettua tarkasti. Lisäksi kuormatasoilla 2 ja 3 jokaisessa kuorman nostossa pysähdyttiin parin mittauskierroksen ajaksi n. 500 kN kohdalle, jotta saataisiin vertailtavissa oleva tulos muiden kuormatasojen kanssa.

Ensimmäisellä käyttötilan kuormatasolla ei havaittu halkeamia sillan reunoilla. Rakenteen jäykkyys laski hieman tehdyn 15 toiston ensimmäisillä kerroilla.

Toisella käyttötilan kuormatasolla jäykkyyden laskua havaittiin myös ensimmäisillä kuorman nostoilla. Muuten käyttäytyminen oli lineaarista eikä halkeamia havaittu reunoilla. Toistoja tehtiin 10 kappaletta.

Kolmannella käyttötilan kuormatasolla jäykkyyden lasku ei ollut mitenkään mainittavaa. Halkeilua ei havaittu reunoilla. Toistoja tehtiin 10 kappaletta.

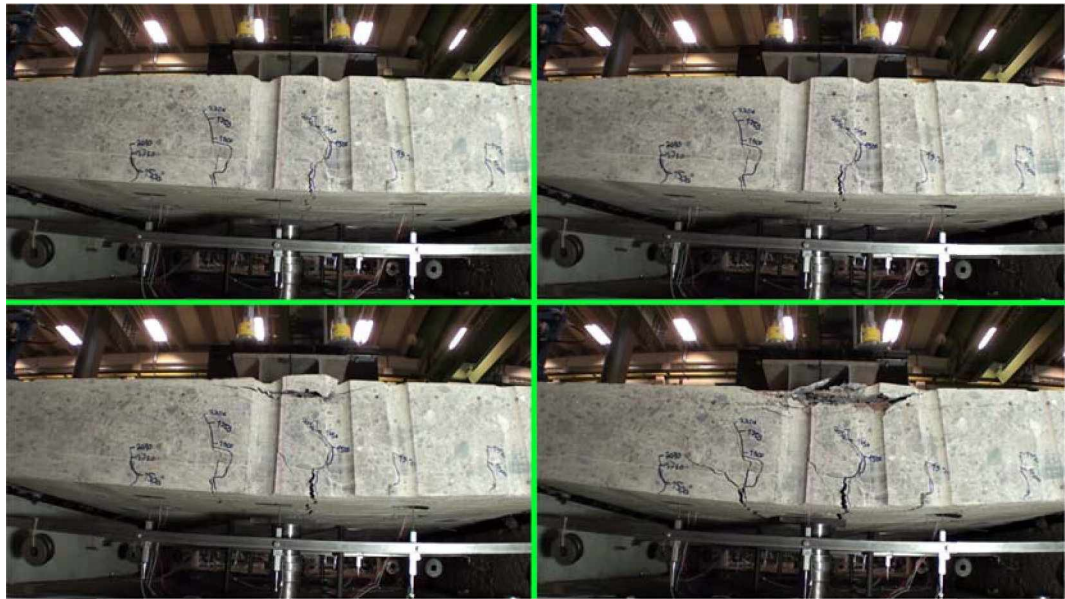
Neljännellä ja suurimmalla kuormatasolla tapahtui havaittavaa pysyvien muodonmuutosten syntymistä kuten Lohkon 2 tapauksessakin. Ohut halkeama havaittiin reunalla R2, mutta muuten halkeamia ei havaittu. Toistoja tehtiin kaksi kappaletta.

#### 4.6.4 Murtokuormitus

Kuormituksessa varauduttiin siihen, että täysi kuormitusjärjestelmän kapasiteetti, 4 MN jouduttaisiin käyttämään. Murtokuormitus tehtiin samalla periaatteella kuin lohkon 2 murtokuormituskin. Kuormitus voiman nostoa alussa ei tehty kerralla korkeinta käyttötilan kuormaa vastaavalle, koska käyttötilan kuormituksilla ei havaittu juurikaan halkeamia ja niiden muodostumisen havainnointi murtokuormituksen alussa haluttiin pitää mahdollisena. Tässä kappaleessa esitetään koekuormituksesta tehtyjä havaintoja otettuja valokuvia. Lisää valokuvia toisesta koekuormituksesta löytyy liitteestä 9.2.

Kuormitusta lisättiin taas rauhallisesti ja halkeamien etenemistä seurattiin ja merkittiin reunalla R2 siihen asti kunnes se ei enää ollut turvallista rakenteen murron ollessa lähellä. Kuormitus eteni odotetun mukaisesti kunnes taipumat reunalla R1 eivät enää seuranneet muiden mittauslinjojen taipumia. Tällöin lohko hieman taipui enemmän reunalta R2. Kuorman kasvaessa betoni murtuminen havaittiin reunalla R2, minkä jälkeen kuormitusta jatkettiin kunnes taipumat kasvoivat liian suuriksi. Reunalla R1 betoni ei murtunut. Myös halkeilu laatan alapinnassa kyseisellä reunalla oli vähäisempää kuin reunalla R2, jossa oli runsaasti taivutushalkeilua ja yläreunassa pitkittäistä halkeilua. Kuvassa 4.20 on esitetty reunasta R2 otetun videon kuvakaappaukset koekuormituksen viimeiseltä 10 minuutilta ajalta.





Kuva 4.20 Lohkon 1 reunan R2 halkeilun kehittyminen ja betonin murtuminen koekuormituksen viimeisen 10 minuutin aikana

Reunalla R1, rakenteen yläpinnassa, havaittiin suuria pitkittäissuuntaisia halkeamia sekä vinoja halkeamia tuella. Havaittu halkeilu kertoi siitä, että lohko rikkoutui todennäköisesti poikittaisessa suunnassa leikkausvoiman vaikutuksesta reunalla R1. Tuella näkyvät vinot halkeamat olisivat täten leikkaantumisen jälkeisen tilan vääntömomentista aiheutuvia halkeamia. Kuvassa 4.21 on esitetty tuella T1 reunalla R1 näkyvä vino halkeama. Lisäksi kuvassa näkyy teräspalkin TP8 kohdalla oleva pystysuuntainen halkeama.

Poistettaessa kuormitusjärjestelmä lohkon päältä havaittiin, että rakenne oli murtunut yläpinnasta reunalta R2 kuormituspalkin reunan R1 puoleiseen päähän. Kuormituspalkin alueella murtopinta oli pysynyt viivakuormien sisällä. Reunalla R2 murtokuvio oli levinnyt, mikä todennäköisesti johtui betonin irtoamisesta palkin yläpinnasta murren jälkeen pituussuuntaisen leikkauksen vuoksi. Kuvassa 4.22 näkyy lohkon yläpinta kuormituksen jälkeen. Kuvassa reuna R2 on vasemmalla, tuki T1 alareunassa ja reuna R1 oikealla.



Kuva 4.21 Lohkon 1 tuki T1 ja laatan vääntömomentin aiheuttamia halkeamia.



Kuva 4.22 Lohkon 1 murtopinta

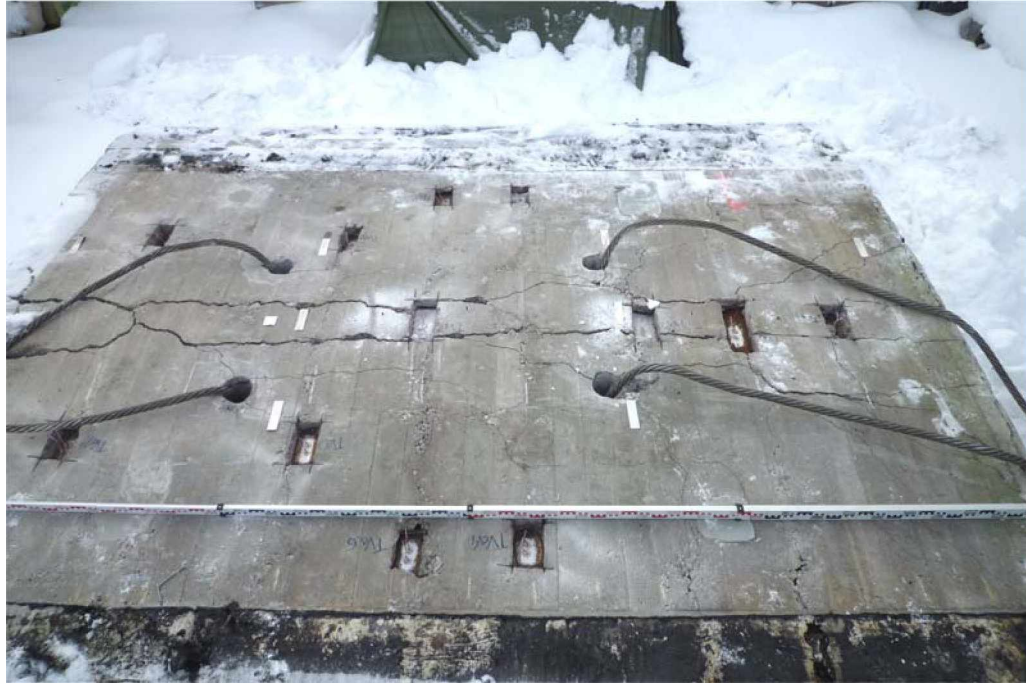
Kuvassa 4.22 nähdään myös, että pinnalla oleva murtunut betoni näyttää raekoon puolesta samanlaiselta betonilta kuin puristuslujuustestien betoni. Havainnon perusteella voidaan katsoa, että betonille tehdyt puristuslujuuden mittaukset olivat edustavia myös rakenteen yläpinnassa. Keltaisella maalilla on kuvassa merkitty betonin osittain irtonaisena ollut osa, joka paikallistettiin vasaran ja kuuloaistin avulla. Punaisella maalilla on merkitty palkkien sijainti.

Liukumaa teräspalkkien ja betonin välillä oli tapahtunut ja se oli silmin selvästi havaittavissa. Suurimmat liukumat tapahtuivat lähellä aluetta jossa rakenteen poikittainen rikkoutuminen tapahtui ja jossa betoni teräspalkkien ympäriltä oli halkeillut. Liu-



kumien suuruus väheni siirryttäessä lähemmäs reunaa R2 ja reunimmaisessa mittauspisteessä L1 ei liukumia ollut havaittavissa.

Kuormituksen jälkeen lohko käännettiin ympäri jotta sen alapinnan halkeamia voitiin tarkastella paremmin. Kuvassa 4.23 on esitetty lohkon 1 alapinnan halkeilua. Kuvassa reuna R1 on ylhäällä, reuna R2 alhaalla ja tuki T2 oikealla.



Kuva 4.23 Lohkon 1 alapinnan halkeamat

Pääsuunnan halkeamat (kuvassa suunta vasemmalta oikealle kulkevat) olivat suurimmat jännevälän keskellä ja ne olivat suurin piirtein poikittaisten terästen kohdalla. Täten niiden keskinäinen väli oli noin 200 mm. Kuvasta nähdään, että reunalla R2 teräspalkkien TP8, TP9 ja TP10 alueella on huomattavaa vinoa halkeilua. Pitkittäisiä halkeamia oli monen teräspalkin kohdalla. Suurimmat pitkittäiset halkeamat olivat teräspalkkien TP7 ja TP8 kohdalla.

## 5 Mittaustulokset

### 5.1 Mittaustulosten käsittely

#### 5.1.1 Tietojen keräys

Kuormitusten aikana tietokonetta käytettiin ohjaamaan antureilta jännityksiä mittaavia loggereita. Mittausdatan keräämiseen ja tallentamiseen käytettiin DasyLab-ohjelmaa, jota käytettiin myös koekuormituksen aikana esitettävään grafiikkaan jonka avulla kuormituksen vaihetta voitiin tarkkailla. DasyLab tallensi kaikkien antureiden ja syöttöjännitteiden mitatut jännitteet ASCII-tiedostoon kahdeksan desimaalin tarkkuudella, kun yksikkönä oli voltti.

Tietojen käsittelyyn ja esittämiseen käytettiin FlexPro 8 -ohjelmaa, johon mitatut tiedot tuotiin muokkaamattomana. Koska mittausvaiheessa tiedot oli kerätty eri tiedostoihin eri aikoihin tehtyjen kuormitusten mukaan, täytyi ne yhdistää ennen tuontia käsittelyvaiheeseen, jotta saatiin molempien lohkojen mittauksille oma yhtenäinen tietokanta. Joitakin mittausrivejä joutui poistamaan, kun jokin loggereista oli ehtinyt tallentamaan yhden rivin enemmän kuin toinen, ennen kuin mittaus oli pysäytetty.

#### 5.1.2 Mittaustietojen käsittely

Rakenteen mitta-antureista mitattiin vain voltteja. Täten mittaustulosten muuntamiseksi sellaisiksi, että ne mahdollisimman hyvin kuvaisivat mitattavaa arvoa, täytyi tuloksia käsitellä erilaisilla kaavoilla. Kaavoissa otettiin yleensä huomioon syöttöjännite sekä kalibroidut kertoimet, mutta myös lämpötilakompensaation otettiin tarvittaessa huomioon. FlexProssa raakadataan pystyy viittamaan kaavamoduuleilla, joissa dataa pystyy muokkaamaan ja jota voi sitten käyttää omana muuttujanaan esim. kuvaajissa tai toisissa kaavoissa.

Molempien lohkojen mittaustuloksista löytyi alueita, joissa rakenne oli kuormittamaton ja lämpötila muuttui. Tällöin niiden anturien, jotka olivat herkkiä lämpötilan muutokselle, antama tulos muuttuu myös. Näitä kohtia mittaustuloksissa käytetään lämpötilakompensaation kalibrointiin niissä antureissa, joissa se on tarpeellista.

Venymäantureissa ja voima-antureissa lämpötilan muutoksen vaikutus on otettu jo huomioon anturin toiminnassa valmistajan toimesta. Siirtymäantureihin lämpötila vaikutti suoraan. Taipumamittauksissa vaikutus oli tosin erittäin vähäinen suhteessa mitattaviin siirtymiin ja lisäksi lämpötilakompensatio olisi vaikea laskea, koska anturin geometria ja täten lämpöliikkeestä pituutta muuttava teräsosa myös muuttaa geometriaansa. Liukumamittauksissa taas siirtymät olivat niin pieniä, että lämpötilalla oli selvää vaikutusta tuloksiin ja anturin geometria ei juuri muuttunut isoillakaan kuormilla. Siirtymäantureiden lämpötilan voidaan katsoa olevan saman kuin ilma- ja metallista olleen lämpötila-anturinkin, joten käytetään sen antamaa lämpötilaa.

Betonin puristuma-antureissa lämpötila vaikutti myös suoraan mittaustulokseen. Periaatteessa anturiin aiheutunut venymä oli teräksen lämpötilan muutoksesta aiheutunut venymä ja betonin lämpötilan muutoksesta aiheutuneen venymän erotus, jos oletetaan, että betoni on äärettömän jäykkä suhteessa anturiin. Tällöin muuttujana on anturin lämpötila ja betonin lämpötila sekä jossain määrin niiden lämpölaajenemiskertoimet. Jos olisi mitattu antureiden tarkka lämpötila, saataisiin mitattua kertoimet

venymän ja lämpötilan muutoksen välille. Käytettäessä anturin lämpötilana kokeessa mitattua ilman lämpötilaa, ei lämpötila kompensatio kuitenkaan toimi. Täten lähempänä todellisuutta on oletus, että anturin ja betonin lämpötila on suhteellisen sama ja aiheutuva venymä on suoraan suhteessa lämpölaajenemiskertoimien erotukseen, mikä saadaan helposti määritettyä mittausdatasta.

Periaate, jolla lämpötilakompensaation voi määrittää, pätee kaikkiin mitta-antureihin, joissa lämpötilan muutos tarvitsee ottaa huomioon ja jotka eivät muutu geometrialtaan huomattavasti mittauksen yhteydessä. Käyttäen mitattuja lämpötiloja ja samaan aikaan mitattuja mitta-antureiden arvoja saadaan lämpötilakorjaukselle seuraava kaava:

$$\Delta K T = \frac{K_{T0} - K_{T1}}{T_0 - T_1} \cdot \Delta T \quad (5.1)$$

missä

$K_{T0}$  on mitattu suure lämpötilassa  $T_0$ , kun rakennetta ei kuormiteta

$K_{T1}$  on mitattu suure lämpötilassa  $T_1$ , kun rakennetta ei kuormiteta

$\Delta T$  on mitattu lämpötilan muutos missä tahansa kuormituksen vaiheessa

## 5.2 Ensimmäisen koekuormituksen tulokset

### 5.2.1 Käytetyt lyhenteet

Koekuormituksessa mitta-antureita ja erilaisia kuormituksia oli lukuisia ja esitetyissä kuvaajissa niihin viitataan usein lyhenteillä. Tuloksia ymmärtääkseen tulisi täten eri lyhenteiden tarkoitus olla selvillä.

Mitta-antureiden paikat selviävät kappaleen 4.5.2. tai liitteen 8 mittaus suunnitelma-piirustuksista. Venymäantureilla lyhenteet ovat seuraavat:

- BPXX = Betonin yläpinnan puristuma-anturi numero XX
- TVaXX = Teräspalkin alapinnan venymäanturi numero XX
- TVyXX = Teräspalkin yläpinnan venymäanturi numero XX

Venymäantureiden tuloksia jatkokäsiteltäessä ja yhdisteltäessä, kun esim. tarkastellaan usemman venymän jakaumaa yhden poikkileikkauksen yli, käytetään mittapisteen tunnuksena MPX, jossa X on kyseisen kohdan teräksen alapinnan venymäanturin numero.

Taipuma-antureilla lyhenteenä on tunnus TXX, missä numero XX kuvaa anturin sijainnin rakenteessa. Kirjaimen T jälkeinen ensimmäinen numero (1, 2 tai 3) ilmoittaa monesko mittauslinja on kyseessä reunalta R2 laskien. Viimeinen numero kertoo missä mittakello on rakenteen jännevälillä suunnassa. Numero 1 on lähempänä tukea 1 oleva anturi ja numero 3 taas on lähempänä tukea 2. Numero 2 on lohkon jännevälillä keskijonilla. Täten esim. taipuma T22 tarkoittaa lohkon keskimmäistä taipuma-anturia.

Liukuma-antureiden tunnus on LX, missä X on anturin juokseva numerotunnus. Liukumaa mitattiin yhteensä kolmen teräspalkin päästä ylä- ja alareunasta, joten mit-

tauksia oli yhteensä 6. Liukuma-antureiden numeroinnissa parittomat luvut ovat yläreunasta ja parilliset alareunasta mittaavia.

Erilaisten kuormitusten lyhenteet ovat seuraavat:

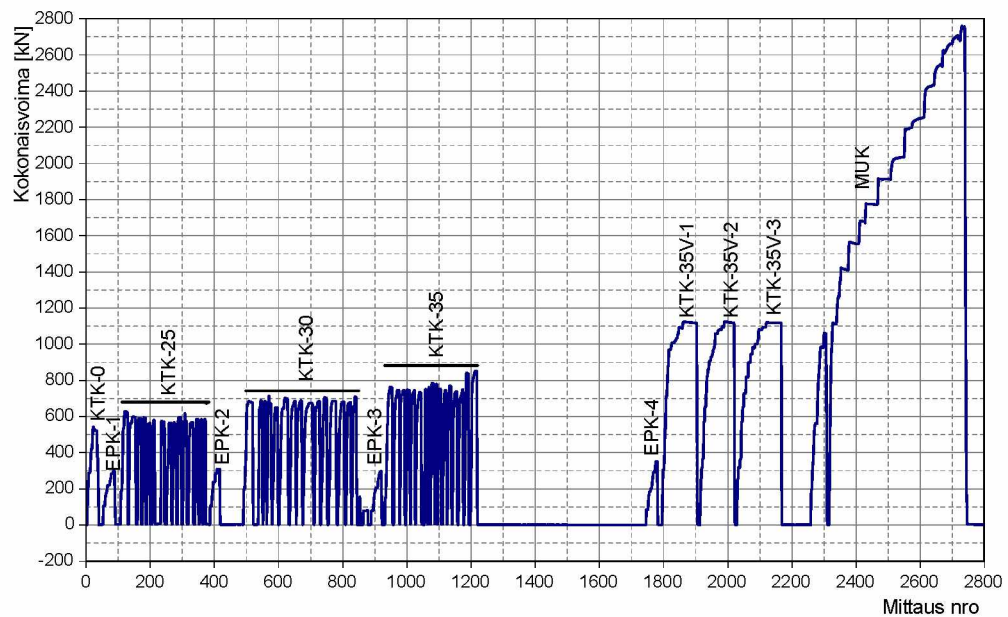
- KTK-0 = ensimmäinen, kokeiluluontoinen, kuormitus
- KTK-25 = 25 tonnin akselipainoisen junan ylitystä vastaava käyttötilan kuormitus
- KTK-30 = 30 tonnin akselipainoisen junan ylitystä vastaava käyttötilan kuormitus
- KTK-35 = 35 tonnin akselipainoisen junan ylitystä vastaava käyttötilan kuormitus
- KTK-35V-X = 35 tonnin akselipainon ylitystä vastaava käyttötilan kuormitus, joka on kerrottu eurokoodin mukaisella junakuorman osavarmuusluvulla 1,45. X on numero, joka merkitsee mikä kolmesta kyseisen tason toistosta on kyse.
- EPK-X = epäkeskeinen kuormitus, jossa lohkoa kuormitettiin vain kahdella tunkilla reunalta R2. X on numero, joka merkitsee mikä neljästä kyseisen tyyppin kuormituksesta on kyse.
- MUK = murtokuormitus

### 5.2.2 Yleiset havainnot

Suurin kuorma lohkon 2 kuormituksessa oli 2758 kN, jonka katsotaan olevan kyseisen lohkon murtokuorma. Rasituksiin vaikutti myös rakenteen oma paino ja kuormitusjärjestelmän paino, jotka rakenne myös kantoi kuormituksen aikana. Mittaustuloksissa omapainon vaikutus ei näy, koska rakenne on jo kuormitettu omalla painolla ja kuormitusjärjestelmän painolla kun mittalaitteet oli kiinnitetty tai mittaukset aloitettu. Taipuma murtokuormalla oli 63,4 mm lohkon keskellä anturissa T22. Taipuman arvo on suuri suhteessa rakenteen jänneväliin. Taipumat kasvoivat huomattavasti kuormituksen loppuvaiheessa.

Lähes kaikki anturit toimivat erittäin hyvin kuormitusten aikana. Murtokuormituksen aikana venymäliuskat TVa1 ja TVa9 ilmeisesti irtosivat, kun olivat saavuttaneet n. 4 % venymän. Betonin puristuma-antureista BP1 rikkoutui rakenteen murrossa. Taipuma-antureista T33 vääntyi ja rikkoutui luiskahdettuaan metallilapulta koloon betonissa. Monien muiden taipuma-antureiden mittatulokset aivan murron lähellä eivät ole täysin tarkkoja niiden poistuttua metallilapun alueelta. Edellä mainittujen mittausvirheiden ei katsota juurikaan vaikuttavan tuloksista tehtyihin tulkintoihin, ellei erikseen niin mainita.

Kuvasta 5.1 nähdään lohkon 2 kuormitustapahtumat kokonaisuudessaan kokonaisvoiman kannalta. Ensimmäisenä näkyy ensimmäinen kokeiluluontoinen koekuormitus, jonka jälkeen näkyy tehdyt toispuoleiset ja pienemmät käyttötilan kuormat. Tämän jälkeen tehtiin 35 t akselikuormaa vastaava käyttötilan kuormataso varmuusker-toimin, jonka jälkeen on ensimmäinen murtokuormayritys, ja sitten varsinainen murtokuormitus. Kokonaisvoiman suuruus on yhtä kuin kaikkien neljän voima-antureiden voimalukeman summa. Voima-antureilta mitattujen voimien keskinäisten erot pysyivät 2 % sisällä toisistaan. Lämpötilakompensaatioiden referenssikohtana käytettiin mittausdatan alueen 1200–1700 lämpötilamuutoksia.

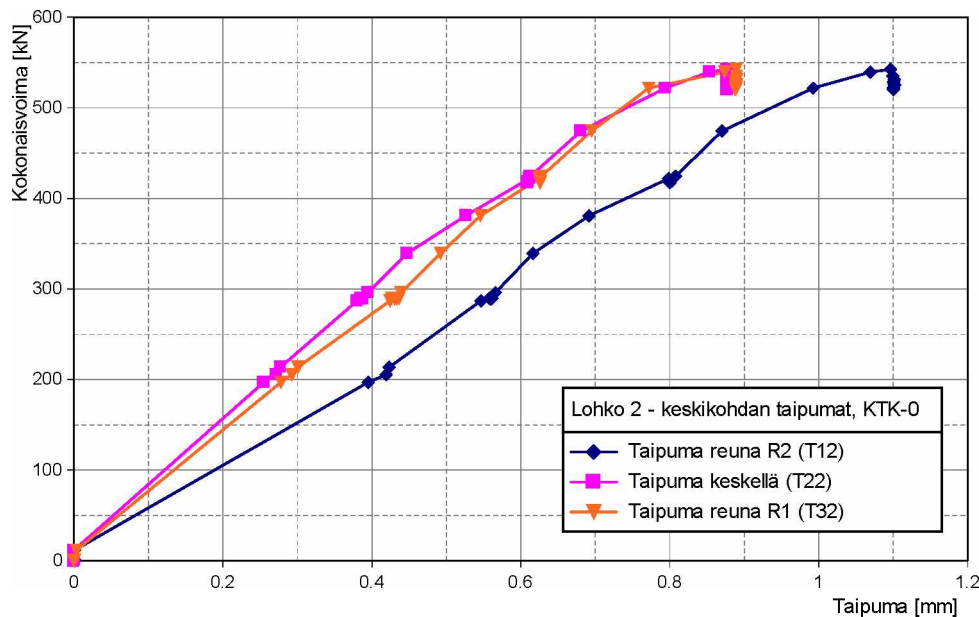


Kuva 5.1 Kuormituksen kokonaisvoimat mittaushetken funktiona. Mittapisteiden ajallinen väli oli 10 sekuntia.

Taipumamittauksista havaittiin, että lähes viereisissä antureissa T32 ja T42 mitattujen siirtymien erot olivat suuret. Lattiaan tuettu T42 antoi noin kolme kertaa suurempia taipuman arvoja kuin T32, joka oli kiinni päätytukina toimivissa paaluissa. Syyt tähän ovat todennäköisesti paalujen painuminen, lattian taipuminen kuormituksesta sekä T42:n suhteellisen kevyen tukivarren muodonmuutokset. Täten voidaan päätellä, että taipuma-antureiden sijoittaminen kiinni paaluihin oli toimivampi ratkaisu. Todennäköisesti taipumatuloksissa on silti hieman ylimääräistä suhteessa rakenteen todellisiin taipumiin. Haittaa mittaustulosten tulkintaan tästä ylimääräisestä muodonmuutoksesta on lähinnä vain pienillä kuormilla, koska olettavasti tukien painumavara on melko pieni. Oikea mittaustulos olisi saatu esim. kuormitukseen nähden täysin neutraalissa asemassa olleen vaaituskojeen avulla.

### 5.2.3 Käyttötilan kuormitukset

Käyttötilan kuormia olivat epäkeskeiset kuormitukset ja junan eri akselipainoja vastaavat toistuvat kuormitukset. Lisäksi aivan ensimmäisenä tehtiin yksi kokeiluluontoinen kuormitus. Kyseisessä kuormituksessa kuormaa nostettiin kohtuullisen hitaasti, joten siitä pitäisi nähdä mikä rakenteen jäykkyys siinä tilassa missä se kuormituspaikalle tuotaessa oli ja muuttuiko jäykkyys pienillä kuormilla. Kuvassa 5.2 näkyy lohkon jännevälin keskilinjän taipumat (T12, T22, T23) ensimmäisessä kuormituksessa.



Kuva 5.2 Lohkon 2 ensimmäisen kuormituksen (KTK-0) keskitaipumien suhde kokonaisvoimaan

Kuten nähdään, taipuman ja voiman yhteys pysyi melko lineaarisena kuormituksessa KTK-0. Huomioitavaa on, että taipumat reunalla R2 (taipuma T12) ovat jonkin verran suuremmat kuin muualla laatasta. Betonin puristumat ja teräksen venymät kertovat myös, että rasitukset reunalla R2 olivat suuremmat. Todennäköisesti jäykkyys reunalla oli alun perin huonompi jostain syystä ja lisäksi kuorma oli enemmän reunan R2 puolella lohkon leveys suunnassa.

Laatan taivutusjäykkyyden saa laskettua taipumien kautta. Jos oletetaan, että viiva-kuormat jakautuvat laatan keskelle suhteessa 1:1, voidaan jäykkyys laskea yksiaukkoisen, keskeltä tasaisesti kuormitetun, palkin kaavojen kautta. Laatan keskellä olevan tasaisen kuorman pituus on tällöin 700 mm. Tällöin saadaan taivutusjäykkyydelle seuraava kaava:

$$EI = \frac{311F_{\text{tot}}L^3}{(v_{0,5L} - v_x) \cdot 10^6} \quad (5.2)$$

missä

- $F_{\text{tot}}$  on kuormittava kokonaisvoima [kN]
- $L$  on jännemitta [m]
- $v_{0,5L}$  on taipuma palkin keskellä [mm]
- $v_x$  on taipuma etäisyydellä  $x$  tuelta [mm]

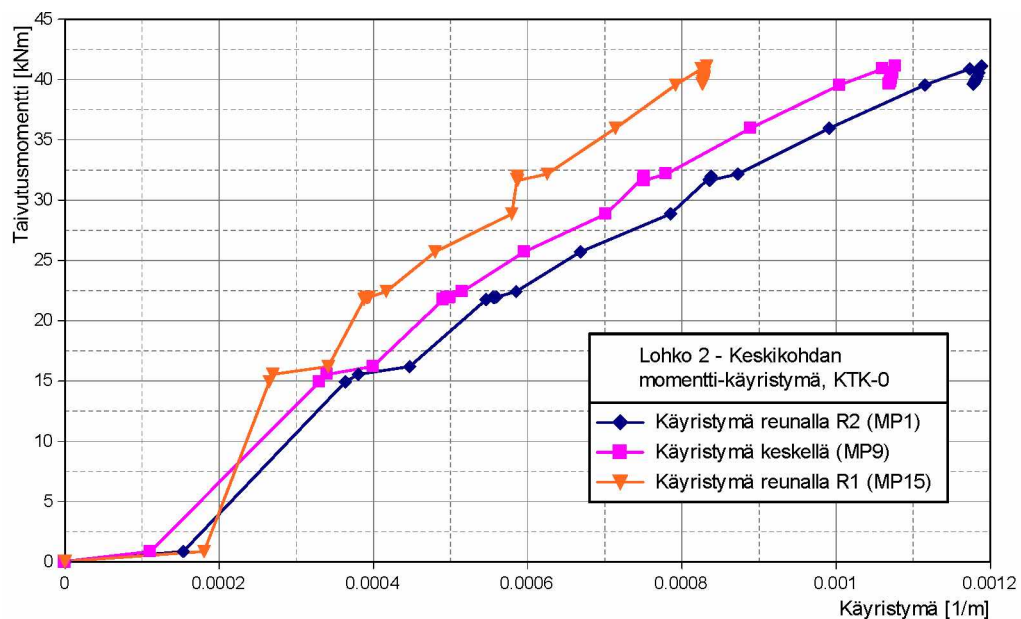
Ottamalla kaavan taipumaksi mitattujen taipumien keskiarvon eri mittalinjoilla, saadaan laskettua lohkon taivutusjäykkyyden ja kuormituksen kokonaisvoiman yhteys. Periaatteessa sovellettaessa kaavaa 5.2 koekuormituksen tuloksiin, ei tuloksessa pitäisi näkyä tukien muodonmuutokset, koska kaavassa käsitellään suhteellista taipuman muutosta laatan jänteen alueella. Koska mitattava taipumien erotus on varsin pieni, on täten laskettu jäykkyys melko herkkä. Mittauspisteiden ulkopuolella olevan rakenteen taivutusjäykkyys ei suuresti vaikuta kaavan tulokseen. Kaavan tulos saattaa olla hyvin epämääräinen pienillä kuormilla ja jos rakenne kuormitetaan halkeilemattomasta halkeilleeksi.



Vain keskipisteen taipuman kautta laskettuna saadaan taivutusjäykkyydelle kaava:

$$EI = \frac{10F_{\text{tot}}L^3}{493v_{0,5L}} \quad (5.3)$$

Kyseisen kaavan tulokseen vaikuttavat tukien painuma ja koko laatan jäykkyys. Taivutusjäykkyys voidaan myös laskea käyritymien kautta, kuten kaavasta 3.16 nähdään. Käyttämällä laatan keskiosalle tehollista korkeutta  $d = 420 \text{ mm} - 50 \text{ mm} = 370$  ja mitattuja ylä- ja alapinnan venymiä (BP1 & TVa1, BP9 & TVa9, BP15 & TVa15) sekä momentille arvoa, joka saadaan kun keskellä olevat viivakuormat jaetaan samalla tavalla kuin taipumien kautta laskettaessa, saadaan keskikohdan momentti-käyritymäyhteys. Tässä tapauksessa toki pääsuunnan taivutusmomentti saattaa laatan leveydellä vaihdella suurestikin ja momentti-käyritymäyhteudet olla erilaisia eri kohdissa, mutta jos keskiarvoistetaan käyritymät ja momentti, niin ilmiöt osittain kumoavat toisiaan. Tällöin tosin tulokseen vaikuttaa paljon myös se, kuinka tarkkaan kuormituspalkkien kuorman jakaminen tasaiseksi kuormaksi vastaa todellisuutta. Kuvassa 5.3 näkyy keskikohdan käyritymät ja kuormittavan kokonaisvoiman kautta laskettu momentti jaettuna teräspalkkien lukumäärällä.



Kuva 5.3 Lohkon 2 ensimmäisen kuormituksen (KTK-O) keskikohdan momentti-käyritymäyhteys

Kuten kuvasta nähdään, käyritymät laatan keskellä leveyssuunnassa olivat erisuuriset. Eli joko taivutusmomentti ja/tai taivutusjäykkyys ovat eri laatan eri kohdissa. Ottamalla käyritymistä keskiarvo ja käyttämällä sitä keskellä olevan taivutusmomentin kanssa saadaan taivutusjäykkyys laatan keskellä laskettua kaavasta:

$$EI = \frac{51F_{\text{tot}}L}{232\kappa_{0,5L}} \quad (5.4)$$

missä

$F_{\text{tot}}$  on kuormittava voima

$L$  on jännemitta

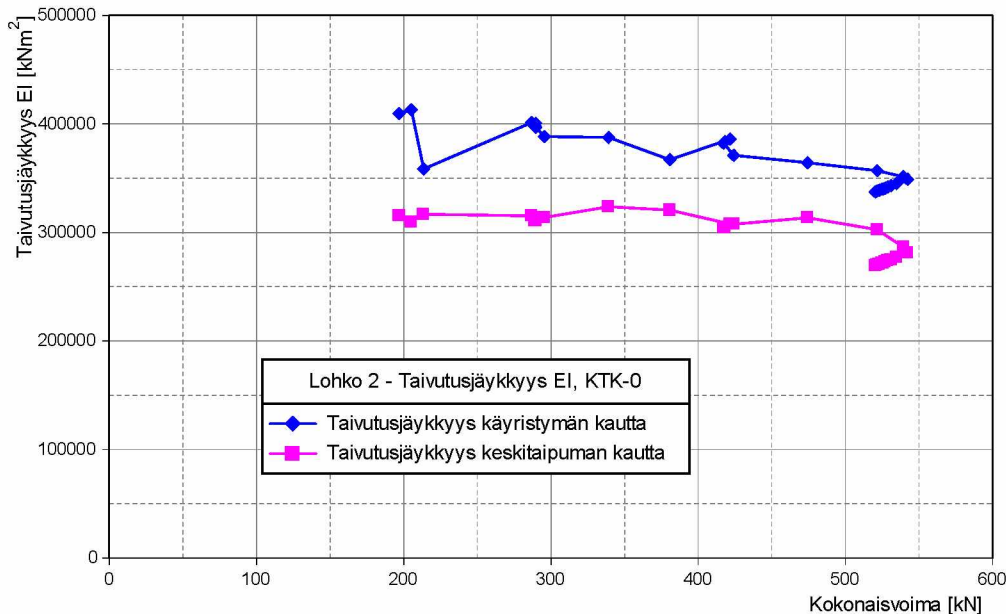
$\kappa_{0,5L}$  on keskimääräinen käyritymä palkin keskellä

Jos halutaan laskea rakenteen jäykkyys mittalinjalla, joka oli 850 mm päässä tuelta, voidaan käyttää seuraavaa kaavaa:

$$EI = \frac{17F_{\text{tot}}L}{116\kappa_{850}} \quad (5.5)$$

missä  $\kappa_{850}$  on käyritymä mittalinjalla, joka oli 850 mm päässä tuelta.

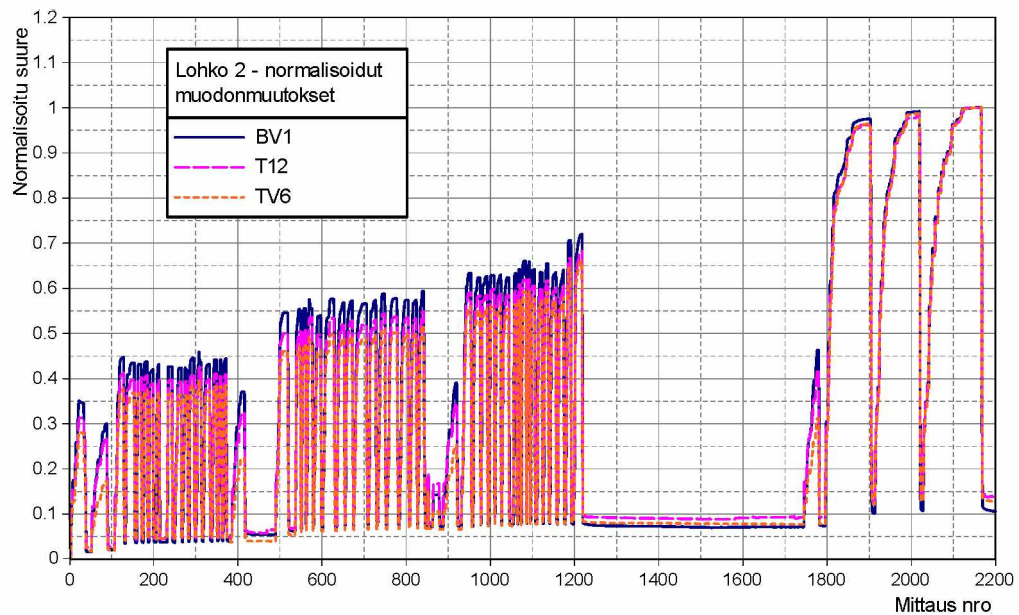
Kaavoilla 5.3 ja 5.4 lasketut taivutusjäykkyudet lohkon 2 ensimmäiselle kuormitukselle (KTK-0) on esitetty kuvassa 5.4.



Kuva 5.4 Lohkon 2 ensimmäisen kuormituksen (KTK-0) keskikohdan taivutusjäykkyys kahdella eri tavalla laskettuna

Kuvasta nähdään, että käyritymän kautta laskettuna saadaan rakenteelle noin 30 % suuremmat taivutusjäykkyudet kuin taipuman kautta laskettuna. Todennäköinen selitys ilmiölle on, että lohkon taipumat ovat oikeasti pienemmät kuin mitta-antureista mitataan ja osa siirtymästä tulee muista lähteistä kuin rakenteen taipumisesta. Tällöin rakenne vaikuttaa näennäisesti vähemmän jäykältä kuin todellisuudessa on. Toinen asia joka aiheuttaa eroa eri tavoilla laskettuihin jäykkyyksiin on se, että taipuman kautta laskettu olettaa taivutusjäykkyyden olevan vakio palkin matkalla kun taas käyritymän kautta laskettu taivutusjäykkyys on taivutusjäykkyys lohkon keskellä.

Kuvasta myös nähdään, että taivutusjäykkyys laskee hieman, kun suurinta kuormaa pidettiin jonkin aikaa päällä. Käyttötilan kuormitusten aikana esille tuli ilmiö, jossa kuormatason noustessa ei rakenne palautunut kuorma poistettaessa enää täysin samaan tilaan kuin missä se aikaisemmin oli vaan kaikkiin antureihin jäi jonkin verran pysyviä muodonmuutoksia verrattuna edelliseen tulokseen. Kuvassa 5.5 on esitetty yhden anturin normalisoidut tulokset betonin puristumalle, teräksen venymälle ja taipumalle käyttötilan kuormitusten ajalta. Mittaukset on normalisoitu mittapisteen 2150, joka on käyttötilan kuormituksen KTK-35V-3 huippu.



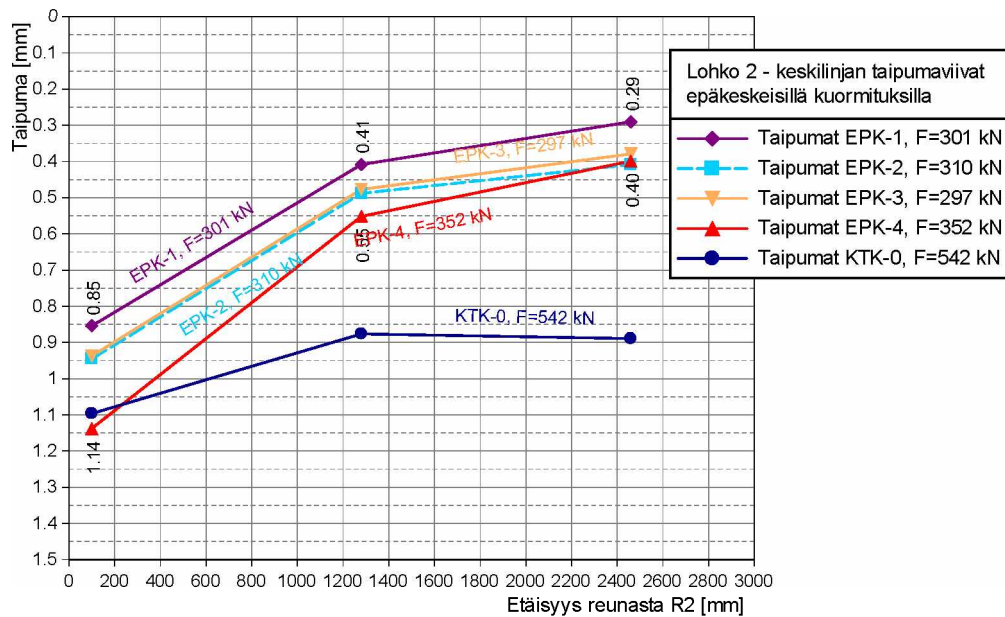
Kuva 5.5 Lohkon 2 eri antureiden normalisoidut mittaustulokset, joissa näkyy eri kuormatasoilla jääneet pysyvät muodonmuutokset

Kyseinen ilmiö johtuu todennäköisesti siitä, että jokaisella kuormaportaan kasvatuksella rakenne halkeilee hieman enemmän jolloin myös rakenteen jäykkyys pysyvästi myös alenee. Kun hydraulisten tunkkien aiheuttama kuorma nyt otetaan pois, vaikuttaa rakenteen omapaino ja kuormitusjärjestelmän paino edelleen rakenteeseen jonka jäykkyys on alentunut, jolloin rakenteen rasitukset ja muodonmuutokset ovat myös suuremmat kuin aiemmin. Täten näistä palautumattomista rasituksista ja muodonmuutoksista voidaan rakenteen taivutusjäykkyyden päätellä laskeneen kuormituksen kasvaessa. Suurempien käyttötilan kuormien jälkeen suureissa näkyy myös virumisen aiheuttamia muodonmuutoksia, koska kuorman poistumisen jälkeen muodonmuutokset alkoivat vähenemään ajan kanssa. Lohkon keskelle kuormituksen KTK-35 jälkeen jääneet muodonmuutokset olivat taulukon 5.1 mukaiset.

Taulukko 5.1 Lohkon 2 eri mittapisteiden pysyvät muodonmuutokset kuormituksen KTK-35 jälkeen verrattuna muodonmuutoksiin ennen koekuormituksia

	Betonin puristumat	Teräksen venymät	Taipumat
Reuna R1	BP1 = $-3,5 \cdot 10^{-5}$	TVa1 = $6,3 \cdot 10^{-5}$	T12 = 0,32 mm
Keskellä	BP9 = $-1,0 \cdot 10^{-5}$	TVa9 = $5,2 \cdot 10^{-5}$	T22 = 0,19 mm
Reuna R2	BP15 = $-4,6 \cdot 10^{-5}$	TVa15 = $4,4 \cdot 10^{-5}$	T32 = 0,15 mm

Epäkeskeisissä kuormituksissa laatta odotetusti rasittui enemmän reunalta R2, jonka puolen tunkeista kuormitus tehtiin. Kuvassa 5.6 on esitetty epäkeskeisten kuormitusten aiheuttamat taipumat laatan keskilinjalla. Vertailun vuoksi on esitetty myös ensimmäisen kokeilukuormituksen aiheuttamat taipumat.



Kuva 5.6 Lohkon 2 keskikohdan taipumat epäkeskeisillä kuormituksilla

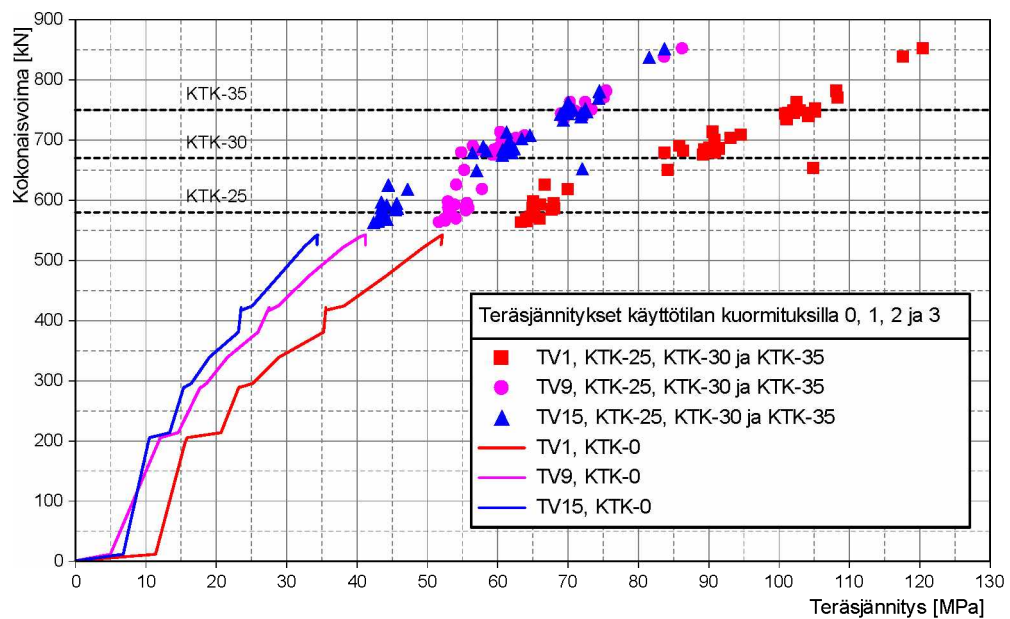
Kuten kuvasta nähdään, niin taipumat poikittaissuunnassa eivät juurikaan muuttuneet käyttötilan kuormatasojen välillä. Ensimmäisen toispuolisen kuormituksen jälkeen tapahtunut taipumien kasvu johtuu koko laatan jäykkyyden pienemisestä. Tuloksia voidaan käyttää kalibroitaessa rakenteen poikittaista jäykkyyttä FE-malliin. Jos ajatellaan, että poikkisuunnan erot keskitaipumissa johtuvat pääosin pituussuunnan jäykkyyseroista, voidaan se ottaa huomioon myös toispuolisten kuormitusten taipumissa käyttämällä suhteellisia taipumia. Alla olevassa taulukossa 5.2 on esitetty toispuolisten (EPK-4, F=293 kN) taipumien suhde KTK-35:n ensimmäisen toiston taipumiin.

Taulukko 5.2 Taipumat lohkon 2 keskellä kahdella eri kuormitustapauksella

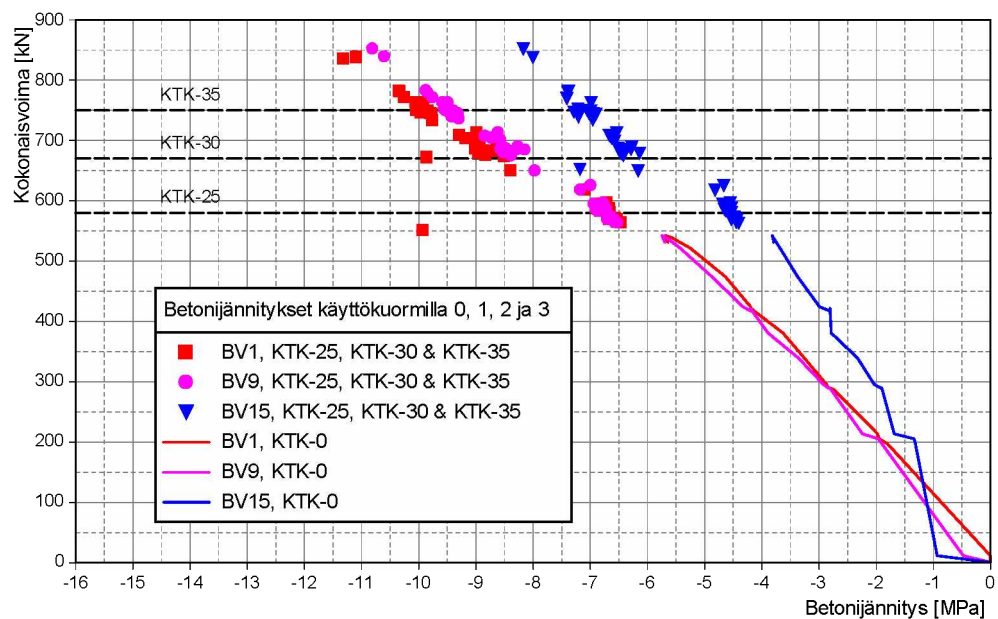
	T12	T22	T32
Taipuma EPK-4	0,925 mm	0,459 mm	0,337 mm
Taipuma 1. KTK-35	1,793 mm	1,465 mm	1,512 mm
Taipumien suhde	0,516	0,313	0,222

Rakenteen rasitukset eri käyttötilan kuormatasoilla muuttuivat kuormatasoilta toiselle siirryttäessä. Kuvassa 5.7 on esitetty terästen vetojännitykset käyttötilan kuormien toistokertojen huippuarvoina. Jännitysten laskemiseen on käytetty teräksen kimmo-kerrointa  $E_s = 210$  GPa. Kuvassa 5.8 on esitetty betonin jännitykset laskettuna keskimääräisellä kimmokertoimella  $E_{cm} = 33$  GPa, joka määritettiin kappaleessa 3 esitetyllä kaavalla 3.6 käyttäen lähtötietona lohkon betonille mitattua puristuslujuuden keskiarvoa  $f_{cm} = 38,8$  MPa.





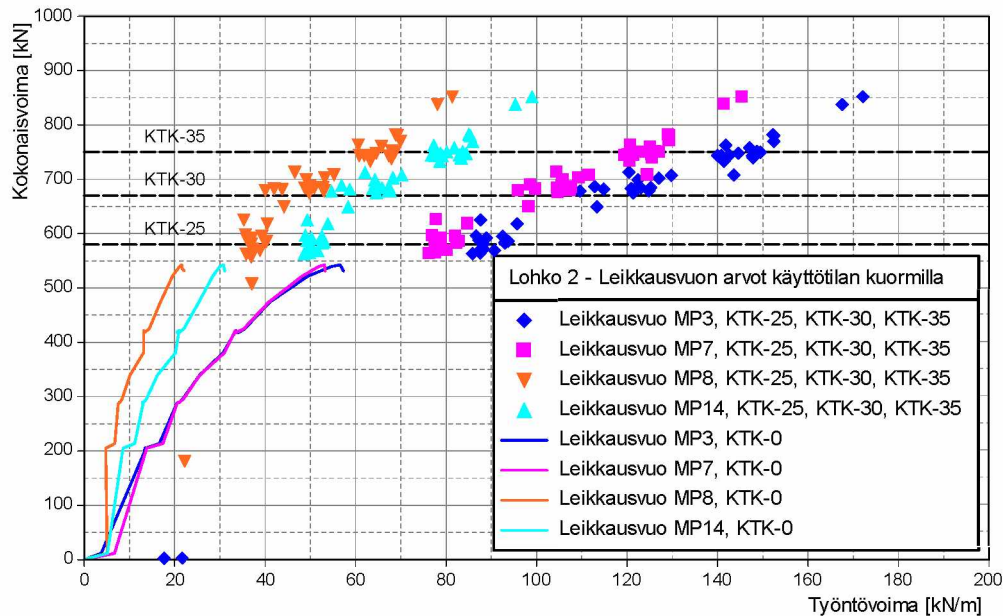
Kuva 5.7 Lohkon 2 keskikohdan teräksen vetojännitykset käyttötilan kuormituksilla KTK-0, KTK-25, KTK-30 ja KTK-35



Kuva 5.8 Lohkon 2 keskikohdan betonin puristusjännitykset käyttötilan kuormituksilla KTK-0, KTK-25, KTK-30 ja KTK-35

Kuvasta 5.7 nähdään, että ensimmäisen kuormatason jälkeen rasitukset sillan keskellä ja reunalla R1 olivat suurin piirtein samat, mutta reunalla R2 teräksen jännitykset olivat jonkin verran suuremmat. Lohkon jäykkyuden alenemista ei kuvasta näe erityisen hyvin, mutta ensimmäisen käyttötilan kuormatason KTK-25 pistejoukko 600 kN alla on selkeästi hieman kapeamassa kasassa kuin suurempien käyttötilan (KTK-30 ja KTK-35) kuormien tulokset. Betonin jännityksissä kuvassa 5.8 näkyvät samat ilmiöt kuin teräksenkin jännityksissä. Tosin pisteillä 9 ja 1 eroja ei juuri ole. Karkeasti arvioiden jännitykset ovat betonin virumisen ja väsymisen kannalta turvallisella kimmomaisalla alueella, jos pidetään kyseisen alueen rajana arvoa  $0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot (f_{cm} - 8 \text{ MPa}) = 13,9 \text{ MPa}$ .

Rakenteessa olleista ylä- ja alapinnan venymäliuskoista saadaan laskettua kyseisessä teräspoikkileikkauksessa vaikuttava venymien jakauma. Muuntamalla venymät jännityksiksi teräksen kimmokertoimella ja integroimalla jännitykset teräspalkin poikkileikkauksen yli, saadaan kyseisessä teräspoikkileikkauksessa vaikuttava pituussuuntainen kokonaisnormaalivoima. Jos poikkileikkauksen kokonaisnormaalivoima ei ole nolla, täytyy saman liittopoikkileikkauksen betonissa olla vastakkainen, yhtä suuri poikkileikkauksen tasapainottava voima. Jakamalla kyseinen voima leikkausjänniteellä, eli sillä matkalla, mikä tarkastellusta poikkileikkauksesta on tuelle, saadaan laskettua keskimääräinen leikkausvuo teräksen ja betonin välillä. Kuvassa 5.9 on esitetty mitta-pisteistä MP3, MP7, MP8 ja MP14 lasketut leikkausvuon suurimmat arvot eri käyttötilan kuormatasoilla. Kuvasta voidaan havaita selvästi suurempaa epälineaarisuutta kuin taipumien tai jännitysten arvoja tarkastelemalla. Koska teräksen ja betonin välille kehittyvä leikkausvuo riippuu suuresti rakenteen halkeilun tasosta ja siis betonin ja teräksen puristusresultanttien välisestä voimaparin momenttivarresta, oli kyseinen tulos odotettavissa.

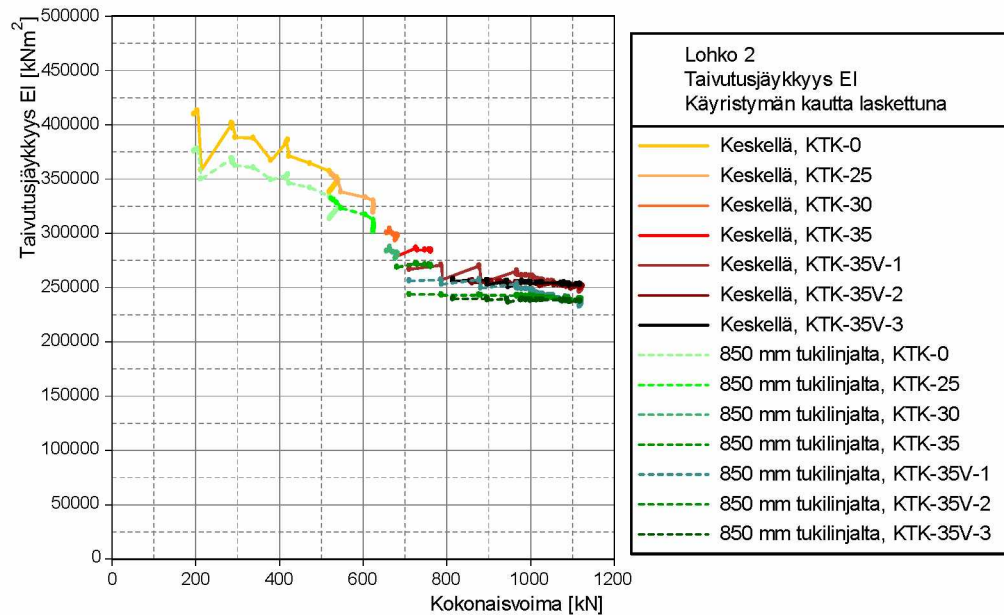


Kuva 5.9 Lohkon 2 leikkausvuot eri poikkileikkauksissa käyttötilan kuormatasoilla KTK-0, KTK-25, KTK-30 ja KTK-35

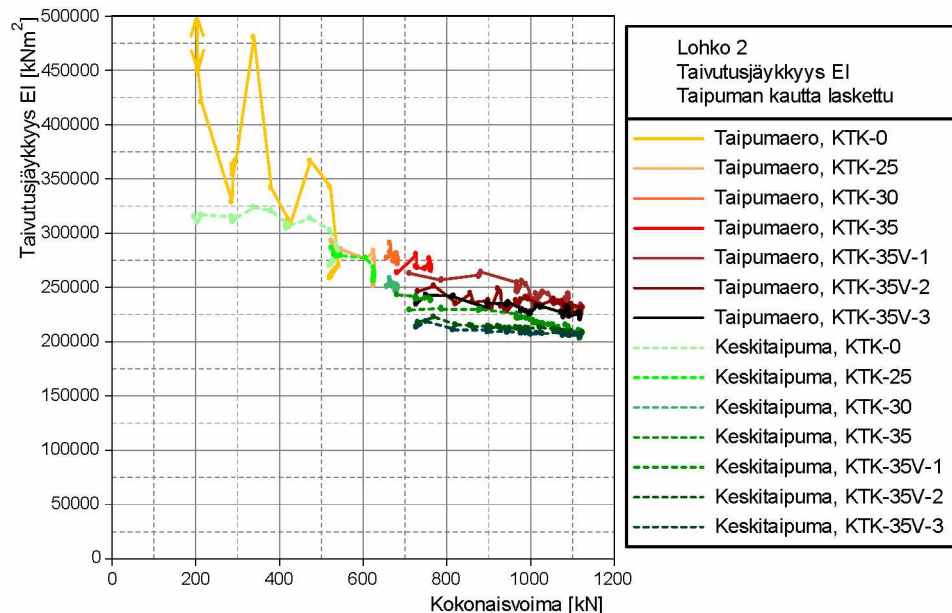
Tarkastellaan rakenteen jäykkyyttä eri kuormatasoilla. Lasketaan jäykkyyksiä eri kuormatasojen ensimmäisen kuormituksen perusteella, koska niissä rakenteen kuorma nostettiin rauhallisesti haluttuun arvoon. Kuvassa 5.10 on laskettuna taivutusjäykkyys laatan keskellä ja 850 mm:n mittalinjalla kaavoilla 5.4 ja 5.5 eri käyttötilan kuormatasoilla. Kuvassa 5.11 on taas laskettu taivutusjäykkyys kaavan 5.2 mukaan käyttäen taipuman muutosta laatan keskialueella sekä keskitaipumaa kaavaan 5.3 mukaan.

Molemmilla tavoilla (käyristymä ja taipuma) lasketuista tuloksista nähdään, että jäykkyys oli ensimmäisellä kuormituksella suurempi kuin sitä seuraavilla, joilla se jokaisella laski hieman. Käyristymän kautta lasketussa taivutusjäykkyydessä nähdään eroa laatan keskellä ja mittalinjalla 850 mm lasketuissa taivutusjäykkyyksissä. Ero johtuu todennäköisesti mittaustarkkuudesta ja todellisesta taivutusmomentin jakautumisesta. Käyrät ovat kohtuullisen samankaltaiset. Taipuman kautta lasketuissa taivutusjäykkyyksissä on suurempia eroja kahden eri tavan välillä kuin käyristymän kautta lasketuissa. Taipumaeron kautta laskettu oli odotetusti melko häiriöherkkä ja

keskitaipuman kautta laskettu taivutusjäykkyys oli tasaisempi varsinkin pienillä kuormilla. Koska pelkästään keskitaipuman kautta laskettu jäykkyys ei ota huomioon laatan jännemitalalla epätasaista taivutusjäykkyyttä tulisi sen näyttää näennäisesti suurempaa jäykkyyttä, mutta se näyttääkin pienempää. Tästä voidaan päätellä tukien painumilla olevan vaikutusta taipumiin.



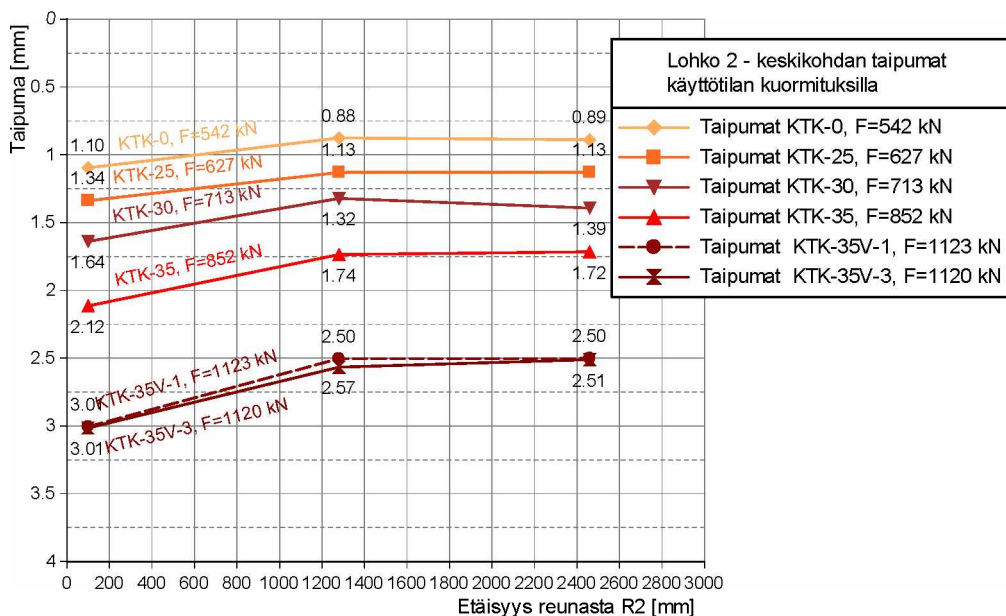
Kuva 5.10 Lohkon 2 taivutusjäykkyys käyristymän kautta kahdessa kohdassa laskettuna eri käyttötilan kuormatasoilla



Kuva 5.11 Lohkon 2 taivutusjäykkyys taipuman kautta kahdella tavalla laskettuna eri käyttötilan kuormatasoilla

Taipumaeron kautta laskettuna taivutusjäykkyys lähestyy kuormituksen KTK-35V-3 arvoa 220–230 MNm<sup>2</sup>. Keskikohdan käyrityksen kautta raja-arvo on 250–255 MNm<sup>2</sup>. Raja-arvon voi katsoa edustavan täysin halkeilleen poikkileikkauksen taivutusjäykkyyttä, koska kuormituksessa KTK-35V-3 kuormaa nostettiin tasaisesti, ja jäykkyys oli lähes vakio noston ajan. Taipuman kautta laskettuna jäykkyys ei asetu heti raja-arvon tasolle, vaan raja-arvon lähestyminen vaatii useamman kuorman noston. Tämä johtuu todennäköisesti siitä, että taipuman kautta mitattaessa mitataan koko rakenteen jäykkyyttä, johon vaikuttaa halkeilun eteneminen lähemmäs tukia ja mahdolliset liukumukset teräksen ja betonin välillä.

Sillan jännevälin keskilinjän taipumat eri kuormatasojen maksimikuormilla nähdään kuvassa 5.12. Kuvasta nähdään, että reunan R2 taipumat olivat jokaisella kuormatasolla suurempia kuin muualla lohkon leveydellä. Kuormitusten KTK-35V toiston 1 ja toiston 3 välillä havaitaan, että taipuma laatan keskellä (taipuma T22) hieman alenee, kun sama kuorma toistetaan. Kuormien toisto olisi saattanut tasoittaa eroja laatan leveyssuunnassa.



Kuva 5.12 Lohkon 2 jännevälin keskilinjän taipumat leveyssuunnassa eri käyttötilan kuormituksilla

Lohkon 2 käyttötilan kuormituksista havaittiin rakenteen kokonaisjäykkyyden laskevan aina kuormatason noustessa. Rasitukset lohkon leveyssuunnassa poikkesivat toisistaan, mikä johtui todennäköisesti lohkon hieman epäkeskeisestä kuormituksesta ja rakenteen paikallisten poikkeaminen aiheuttamista jäykkyyseroista.

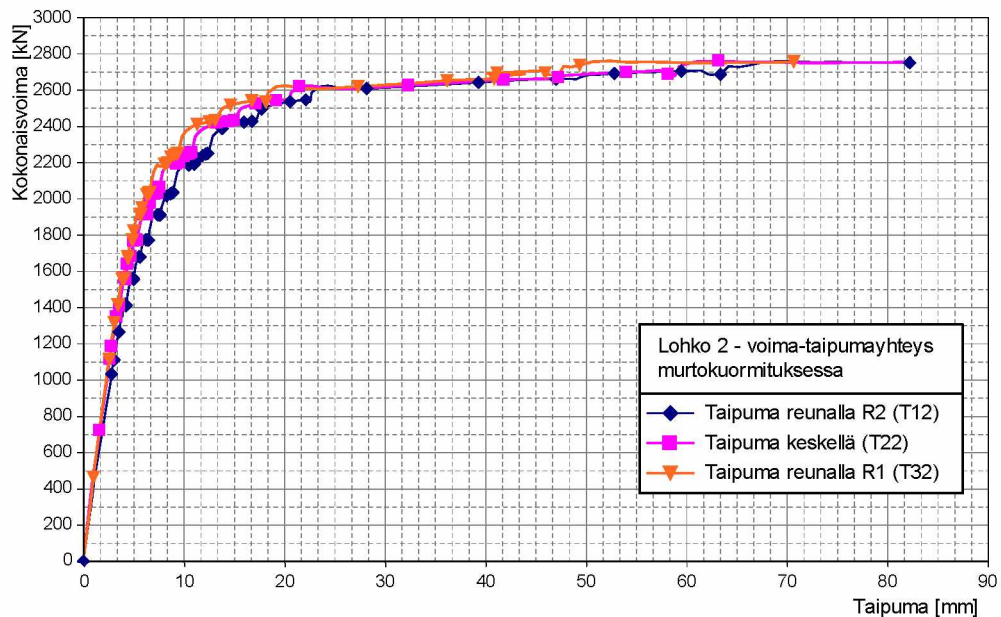
#### 5.2.4 Murtokuormitus

Murtokuormituksessa rakenteeseen vaikuttava voima nostettiin aluksi tasolle 1120 kN, joka vastasi käyttötilan kuormituksen KTK35V-3 suurimman voiman arvoa. Tämän jälkeen kuormaa lähdettiin kasvattamaan hitaammin. Kuorman nosto tehtiin portaittain ja joka portaalla tarkasteltiin lohkon käyttäytymistä ja kuormituksen nopeutta ja kuormaportaiden välejä säädettiin sen mukaan, kuinka lähellä murtoa oletettiin rakenteen olevan. Kuvassa 5.13 nähdään murtokuormituksen voima-taipumakuvaaja lohkon 2 jännevälin keskilinjän taipumamittapisteille (T12, T22, T23). Murtokuormituksen voiman ja taipuman yhteys on lineaarinen aina kuorman tasolle



1500 kN asti, jonka jälkeen taipuma alkaa kasvaa suuremmalla vauhdilla. Lähestyttäessä murtoa taipumat kasvoivat erittäin suuriksi pienelläkin kuorman lisäyksellä. Kuvassa näkyy mitta-anturin T32:n luiskahtaminen pois metallilapun päältä taipuman arvolla 45 mm.

Suurin saavutettu kuorman taso murtokuormituksessa oli 2758 kN. Ennen murtokuormituksen saavuttamista taipuman arvolla n. 20 mm näkyy voima-taipumayhteydessä pieni rakenteeseen vaikuttavan voiman aleneminen ja taipumien huomattava samanaikainen kasvaminen. Havainto kertoo siitä, että rakenteen jäykkyys laski nopeammin kuin mitä rakennetta kuormittavat tunkit pystyivät sille kuormaa antamaan.

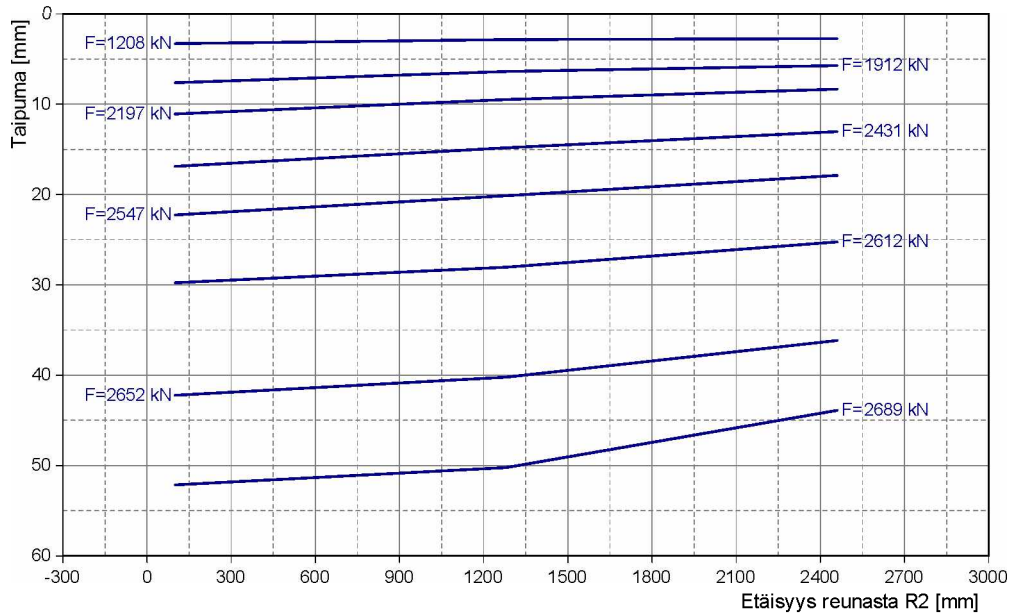


Kuva 5.13 Lohkon 2 taivutusjäykkyys taipuman kautta kahdella tavalla laskettuna eri käyttötilan kuormataseilla

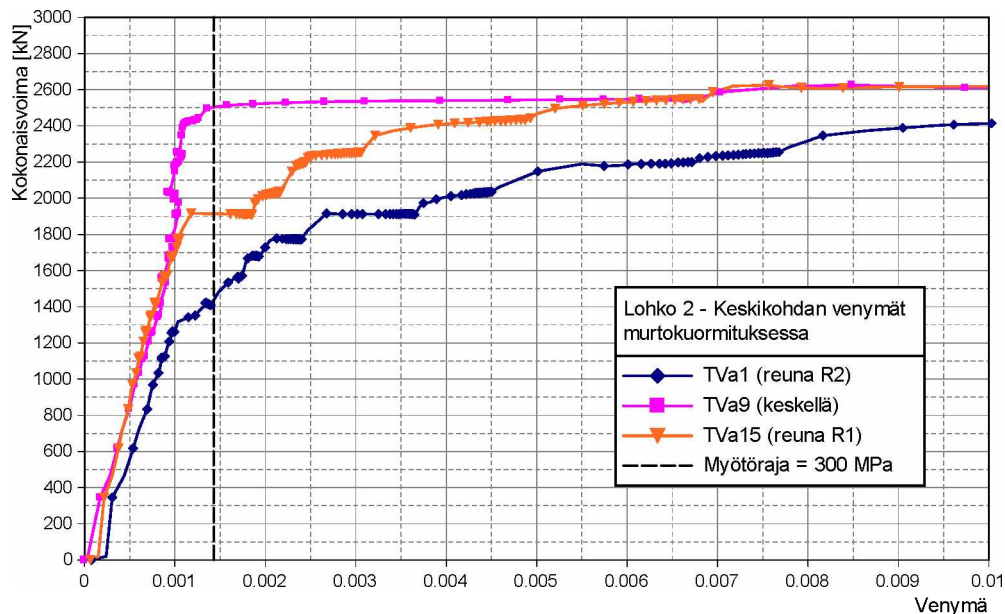
Kuvaan 5.14 on piirretty lohkon taipumat leveyssuunnassa eri kokonaisvoiman arvoilla. Kuvasta nähdään, että pienemmillä kuormilla havaittu (kts. kuva 5.12) reunan R2 painuminen muuta lohkoa enemmän on havaittavissa läpi kuormituksen. Ylitettäessä kuormantaso 2200 kN alkaa kuitenkin taipuma lohkon keskellä (T22) saavuttaa reunan R2 taipumaa (T12). Syy on todennäköisesti reunan R2 jäykkyyden lasku rasiusten kasvaessa ja täten rasiusten jakautuminen muualle laatan alueelle, jossa taivutusjäykkyys on korkeampi. Taipumaviivoja ei ole kuvaan piirretty aivan lähellä murtoa, koska mitta-anturin T32 tippuminen metallilapun päältä vääristi mittatuloksia. Teräksen myötölujittumisella voi olla myös osuutensa lohkon taipuman kehittymisessä lähellä murtoa.

Ylä- ja alapinnan venymiä tarkasteltaessa, havaitaan hyvin erilaista rasiusten jakautumisessa rakenteen osien välillä. Kuvassa 5.15 on esitetty jännevälillä keskeisten terästen venymäanturien tulokset sekä teräksestä mitatun 300 MPa:n myötölujuuden perusteella laskettu myötöraja. Kuvasta nähdään, että leveyssuunnassa myötöraja ylittyy reunalla R2 kuorman arvolla 1450 kN ja reunalla R1 kuorman arvolla 1920 kN, kun taas laatan keskellä vasta aivan kuormituksen loppuvaiheilla 2500 kN:ssa. Keskellä rasiukset myös alkavat reunan R2 myötämisen seurauksesta vähentyä. Tämä kertoo erilaisista pääsuunnan jäykkyyksistä laatan leveyssuunnassa. Koska teräspalkit olivat kaikki samanlaisia ja betonin kimmokertoimessa ei noin suur-

ta hajontaa ole, on kyse todennäköisemmin eroista tartunnassa betonin ja teräksen välillä. Voi olla, että keskellä halkeilu poikittaisesta taivutuksesta heikensi tartuntaa teräksen ja betonin välillä, mikä taas heikensi liittävaikutuksen tehokkuutta.



Kuva 5.14 Lohkon 2 keskikohdan taipumat leveyssuunnassa murtokuormituksessa



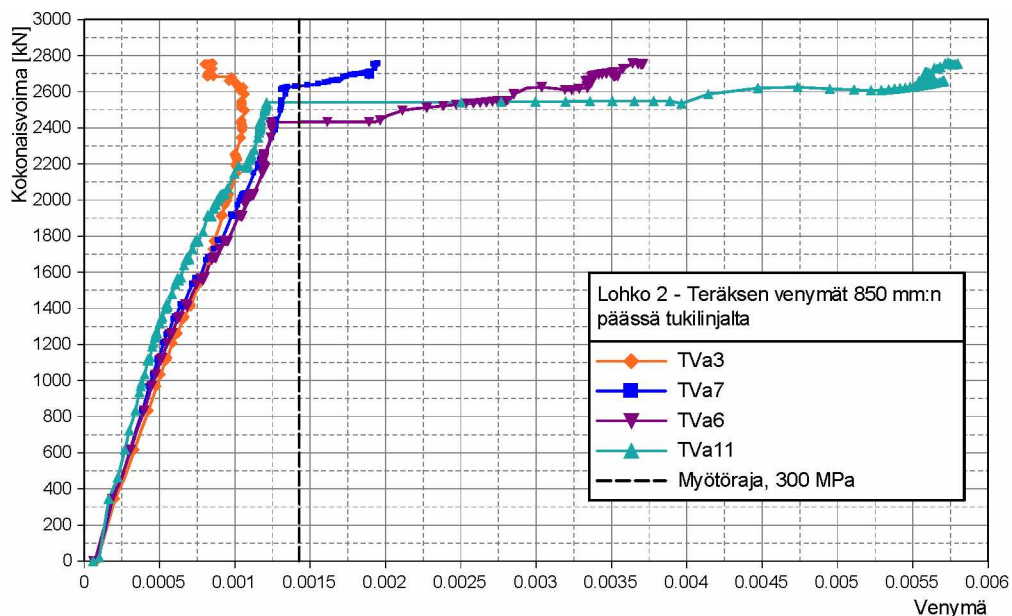
Kuva 5.15 Lohkon 2 teräspalkkien alareunan venymät jännevälin keskellä murtokuormituksessa

On myös mahdollista, että niin betonin kuin teräksenkin venymäanturit saattoivat mitata virheellisesti. Riittävän suuret venymät saattoivat irrottaa venymäliuskoja osittain tai kokonaan. Kyseiset virheet ovat kuitenkin hyvin vaikea erottaa mittaustuloksista, varsinkin kun rakenteen käyttäytymisessä oli muutenkin odotettavissa suurta epälineaarisuutta materiaalien rasitusten noustessa riittävän korkeiksi. Virheellisestä tulosta antavan mitta-anturin saattaa tunnistaa, jos sen toiminta alkaa jossain vaiheessa selkeästi poikkeamaan muista rakenteessa olevista antureista ilman hyvää

syytä. Tuloksista ei pysty kuitenkaan sanomaan, onko kyseessä virhe vai rakenteen paikallista epälineaarista toimintaa. Mahdollisen virheen ollessa kyseessä ei ole mahdollista sanoa, kuinka suuri virhe olisi milläkin kuormatasolla.

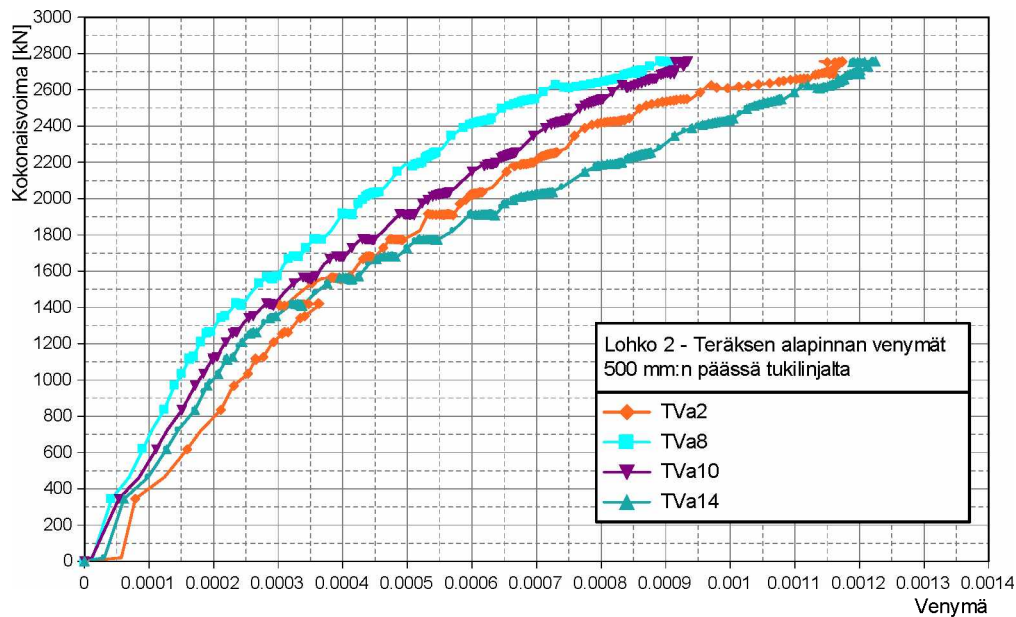
Teräksen alapinnan venymät mittapisteissä muualla kuin laatan keskellä olivat selkeämmin samantyyppisiä keskenään. Kuvassa 5.16 on esitetty alapinnan venymät 850 mm tuelta (500 mm keskeltä) olevilla mittalinjoilla ja kuvassa 5.17 on alapinnan venymät 500 mm etäisyydellä tuelta olevalta mittalinjoilta. 850 mm:n mittalinjalla kolme neljästä mittauspisteestä näyttää, että teräs ylitti myötörajan lähellä murto-kuormaa voiman tasolla 2400 kN – 2600 kN. Kuvan mukaiset suuret venymän muutokset saattavat tosin johtua myös venymäliuskan osittaisesta irtoamisesta.

Venymäanturin TVa3 tulos seurasi muita 850 mm:n mittalinjoilla olleita antureita hyvin aina kuorman tasolle 1900 kN asti, jonka jälkeen rasitus mittapisteessä alkoi pysyä lähes samana ja lähestyttäessä murtoa liuskan antama venymä alkoi vähenevän selvästi. 500 mm:n mittalinjalla teräspalkkien alapinta ei ylittänyt myötörajaa. Huomattavaa on, että samassa teräspalkissa venymäanturin TVa9 kanssa olleet venymäanturit TVa8 ja TVa10 antoivat pienempiä arvoja, kuin kaksi muuta 500 mm:n mittalinjalla ollutta venymäanturia TVa2 ja TVa14, jotka olivat lohkon reunoilla. Ero ei kuitenkaan ollut yhtä suuri kuin jännevälin keskilinjalla (ks. kuva 5.15). Tulokset kertovat siitä, että rakenteen jäykkyys keskellä oli pienempi kuin reunoilla.



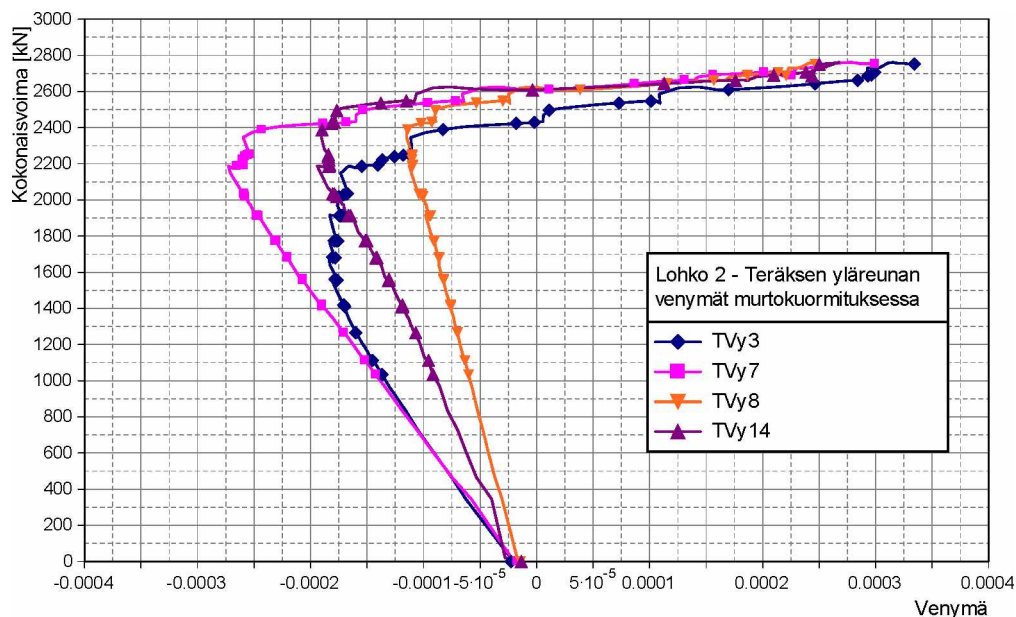
Kuva 5.16 Lohkon 2 teräspalkkien alareunan venymät mittapisteissä, jotka olivat 850 mm päästä tuelta





Kuva 5.17 Lohkon 2 teräspalkkien alareunan venymät mittapisteissä, jotka olivat 500 mm päästä tuelta

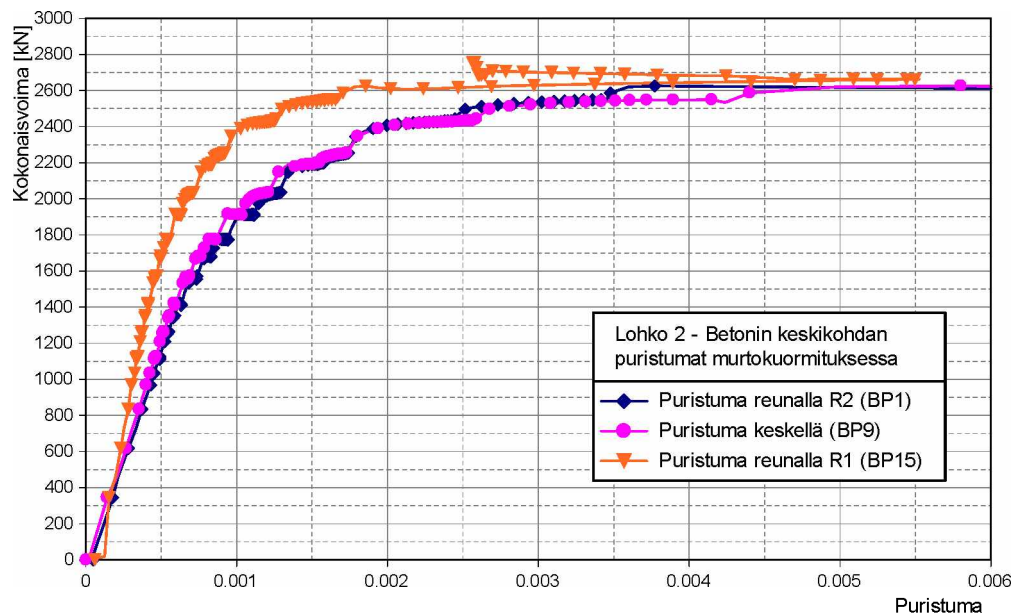
Teräspalkkien yläreunan venymät murtokuormituksessa on esitetty kuvassa 5.18. Kuvasta nähdään, että teräspalkkien yläpinnan rasitukset vaihtuivat suhteellisen nopeasti puristukselta vedolle kuormituksen loppuvaiheessa. Se, että teräspalkin yläpintakin on vedetty, kertoo siitä, että koko teräspoikkileikkaus on näissä kohdin vedettynä ja täten betonipoikkileikkauksen täytyy olla puristettuna, jotta poikkileikkauksen voimatasapaino säilyy. Venymäanturi TVy3 käyttäytyi hieman eritavalla kuin muut teräksen yläpinnan mittauspisteet, mikä on linjassa edellä tehdyn havainnon kanssa, jossa TVa3:n käyttäytyminen oli erilaista muiden vastaavien antureiden kanssa.



Kuva 5.18 Lohkon 2 teräspalkkien yläreunan venymät murtokuormituksessa

Kuvassa 5.19 on esitetty betonin yläpinnan puristumat murtokuormituksessa lohkon keskellä. Tulokset poikkeavat selkeästi teräspalkkien alapinnan venymätuloksista lohkon keskilinjalla. Poiketen terästen venymistä, keskellä betonin puristuma (BP9) oli yhtä suuri ja lopussa suurempi kuin reunalla R2 ollut betonin puristuma (BP1).

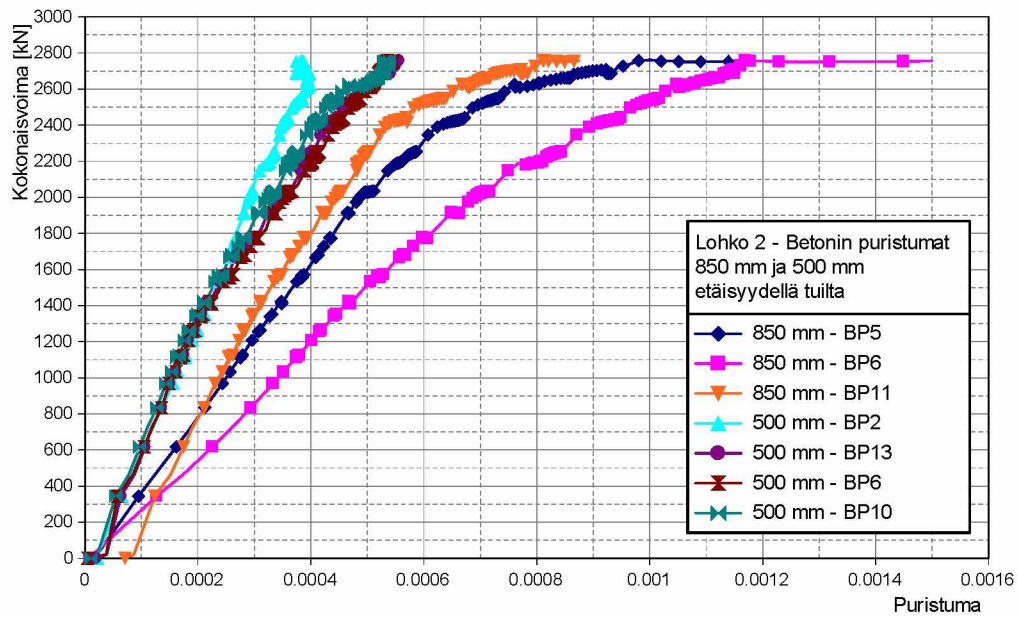
Reunalla R1 ollut BP15 taasen näytti selkeästi pienempää betonin rasitusta. Todennäköisesti reunalle tehty sahaus ja teräspalkin osittainen sahautuminen vaikuttivat anturin tuloksiin siten, että teräksen ja betonin liittotoiminta ei ollut optimaalista kyseisen palkin kohdalla. Kaikki anturit osoittivat kuitenkin, että betoni keskellä lohkoa saavutti koko leveydeltään yleisesti murtopuristuman arvoksi katsotun 3,5 ‰:n rajan, mikä on linjassa sen kanssa sen kanssa, että betonin yläpinnasta havaittiin murtuneen koekuormituksessa.



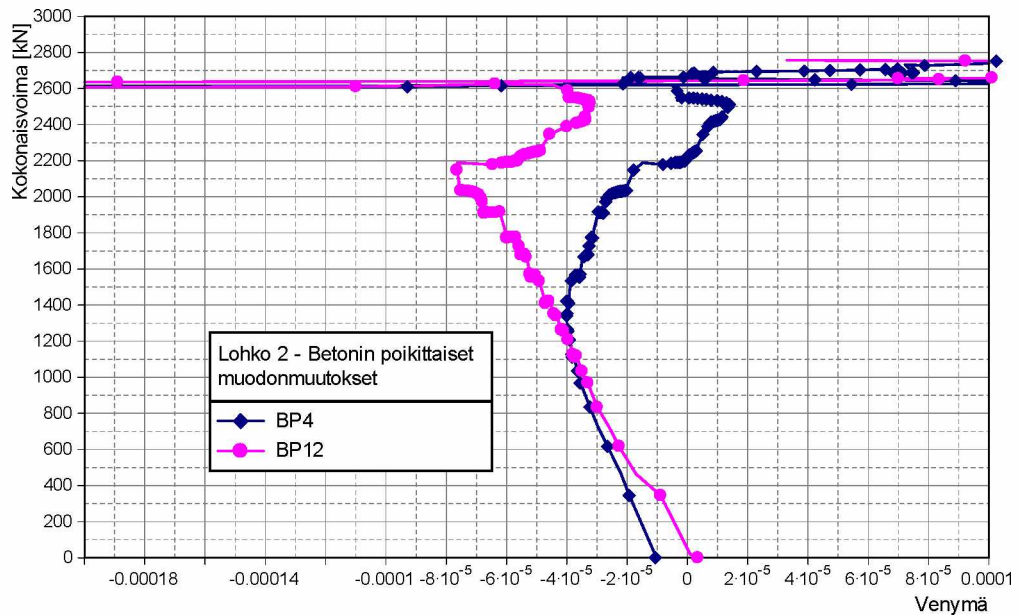
Kuva 5.19 Lohkon 2 yläpinnan betonin puristumat lohkon keskilinjalla

Kuvaan 5.20 on piirretty 500 mm:n ja 850 mm:n mittalinjoilla olleiden mitta-antureiden tulokset. Nähdään, että lähellä keskikohtaa leveyssuunnassa ollut anturi BP6 mittasi betonille selkeästi suurempia muodonmuutoksia, kuin muut vastaavat 850 mm:n mittalinjalla olleet anturit. 500 mm:n mittalinjalla sijaitsevat anturit vaikuttivat antavan hyvin samansuuruisia tuloksia keskenään.

Kuvassa 5.21 on esitetty lohkon yläpinnassa olleiden poikittaisten betoniantureiden antamat tulokset. Tuloksista nähdään, että yläpinta on puristettuna aina kuorman tasolle 2200 kN asti, jolloin molemmat anturit näyttävät yläpinnan poikittaisten muodonmuutosten muuttuvan selvästi siten, että yläpinta on vähemmän puristettu. Tämä saattaisi kertoa lohkon poikittaisen jäykkyyden laskusta esim. halkeilun tai pyöröterästen tartunnan pettämisen seurauksesta. Huomioitavaa on, että samalla mittaushetkellä myös muissa mitta-antureissa havaitaan selvää käyttäytymisen muutosta. Taipumat alkavat kasvaa keskellä entistä nopeammin ja teräksen yläpinnan puristumat alkavat siirtyä vedolle.



Kuva 5.20 Lohkon 2 yläpinnan betonin puristumat mittalinjoilla, jotka olivat 850 mm ja 500 mm päässä tulta

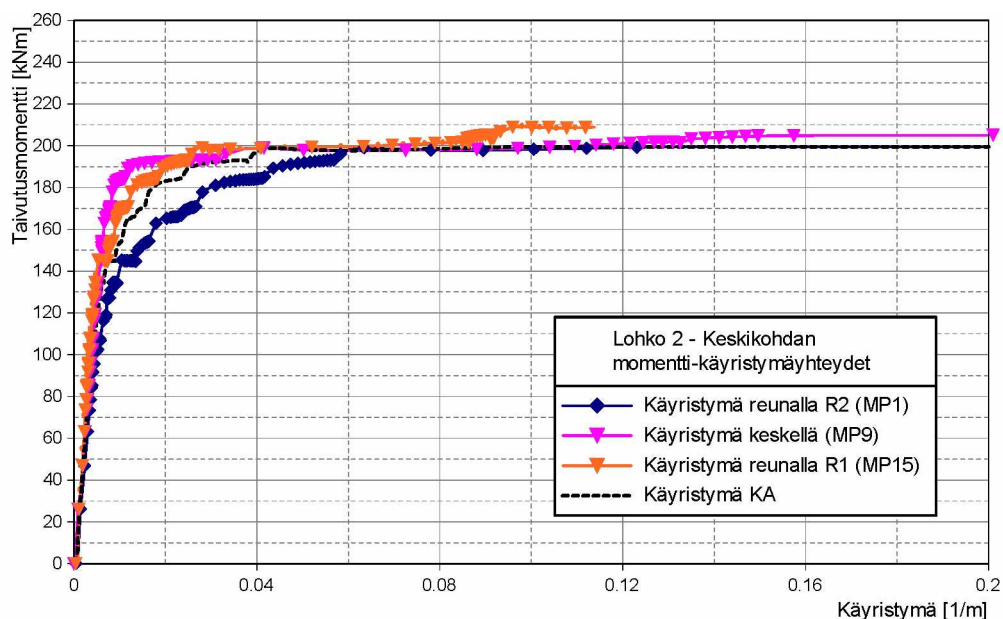


Kuva 5.21 Lohkon 2 yläpinnan betonin puristuma poikittain keskilinjalla

Lohkon 2 jännevälin keskelle lasketut momentti-käyritymä yhteydet on esitetty kuvassa 5.22. Kuvassa on myös esitetty käyritymien keskiarvon ja taivutusmomentin yhteys, joka paremmin huomioi taivutusmomentin keskiarvoistuksen laatalle. Murto-momentin tuloksiin vaikuttaa antureiden TVa1 ja TVa9 irtoaminen teräksestä lähellä murtoa ja mittaustuloksen vääristyminen. Täten kuvassa havaittu vaakasuora osuus ei ole täysin todellinen vaan katkoviivan pitäisi lähestyä arvoa 210 kNm.

Koska käyritymä ja taipuma ovat sidoksissa toisiinsa, tulisi käyritymien suhteen olla lähes sama kuin taipumienkin suhteen laatan keskellä. Kuvaajasta nähdään kuitenkin, että näin ei ole, vaan reunalla R2 käyritymä on paljon enemmän kuin keskellä vaikka taipumat ovat suhteellisen samat kuten kuvasta 5.13 nähdään. Täten laatan

keskikohdalla oletus lineaarisesta venymien jakautumisesta teräs- ja betonipoikkileikkausten yli ei pidä paikkaansa vaan venymissä on eroja.



Kuva 5.22 Lohkon 2 momentti-käristymä yhteys eri pisteissä ja niiden keskiarvo

Liittopoikkileikkauksen poikkeaminen ideaalisen liittorakenteen toiminnasta havaitaan jos lasketaan teräksen ylä- ja alapinnan venymien kautta betonin yläpinnan puristuma ja verrataan sitä mitattuun betonin puristumaan. Olettamalla samat käristymät betonille ja teräkselle, saadaan siis poikkileikkauksessa vaikuttava venymäero. Betonin yläpinnan puristuma saadaan laskettua teräksen venymien avulla kaavalla:

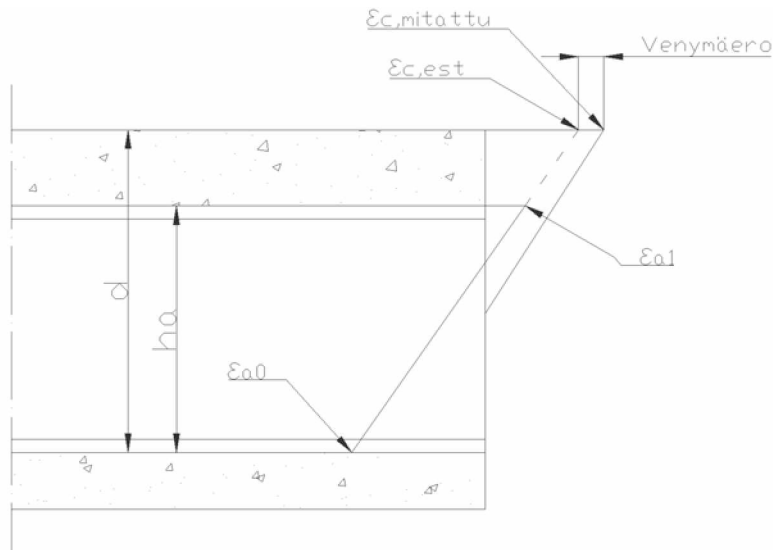
$$\varepsilon_{c,est} = \varepsilon_{a0} - \frac{|\varepsilon_{a1} - \varepsilon_{a0}|}{h_a} d \quad (5.6)$$

missä

- $\varepsilon_{a0}$  on teräspalkin alapinnan venymä
- $\varepsilon_{a1}$  on teräspalkin yläpinnan venymä
- $h_a$  on teräspalkin korkeus (= 260 mm)
- $d$  on poikkileikkauksen tehollinen korkeus

Kuvassa 5.23 on esitetty kyseiset suureet ja venymäeron laskemisen periaate. Koska  $d$ :n ja  $h_s$ :n arvot ovat tässä tapauksessa lähellä toisiaan, on  $d$ :n arvolla suuri vaikutus lopputulokseen. Tehollisen korkeuden,  $d$ , arvioiduissa arvoissa on varmastikin jonkin verran virhettä sekä betonin puristuma-anturin sisäinen mittaustuloksesta on lähtökohtaisesti suurempi kuin teräksen venymäanturin. Tämän vuoksi valitaan tehollisen korkeuden arvo niin, että venymäero pienillä kuormilla on lähellä nollaa, minkä vuoksi sovellettaessa kaavaa mittaustuloksiin ei saatu vastaus ole absoluuttinen venymän erotuksen arvo vaan suhteessa valittuun teholliseen korkeuteen. Mittaustuloksista tulisi seurata venymäeron muutosnopeutta ja verrata sitä muiden mittausten avulla havaittuihin ilmiöihin.

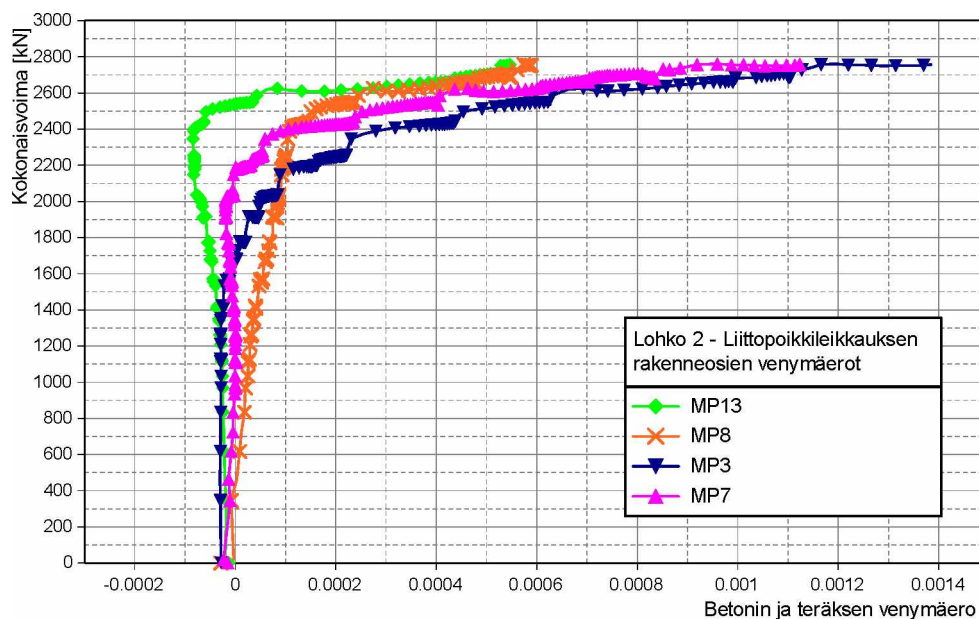




Kuva 5.23 Poikkileikkauksen venymäeron määrittämisen periaate

Kuvassa 5.24 on esitetty terästen venymästä lasketun ja mittauspistettä läheisen betonin puristuman mittauksen arvojen erotus ja kuormittavan voiman yhteys. Venymäero on laskettu vähentämällä kaavasta 5.6 saadusta betonin arvioidusta venymästä todellinen betonin mitattu venymä. Koska betoni on rakenteessa yläpinnassa puristettuna, on sen venymä negatiivinen (puristuma) ja täten positiivinen venymäero tarkoittaa sitä, että betoni puristuu enemmän kuin sen teräksen venymäjakauman perusteella arvioitaisiin puristuvan, kuten kuvassa 5.23 on esitetty. On edelleen kuitenkin huomattava, että laskettu venymäero ei ole absoluuttinen. Kuvassa 5.24 nähdään, että mittapisteissä 3 ja 7 (850 mm:n päässä tuelta) näkyy selkeä muutos samalla kokonaisvoiman arvolla, millä laatan poikittainen toiminta muuttui (ks. kuva 5.21) ja taipumat (ks. kuva 5.13) alkoivat kasvaa kiihtyen. Mittapisteiden 8 ja 13 (500 mm:n päässä tuelta) venymäerotus alkaa kunnolla kehittyä vasta lähempänä murtoa.

13,5

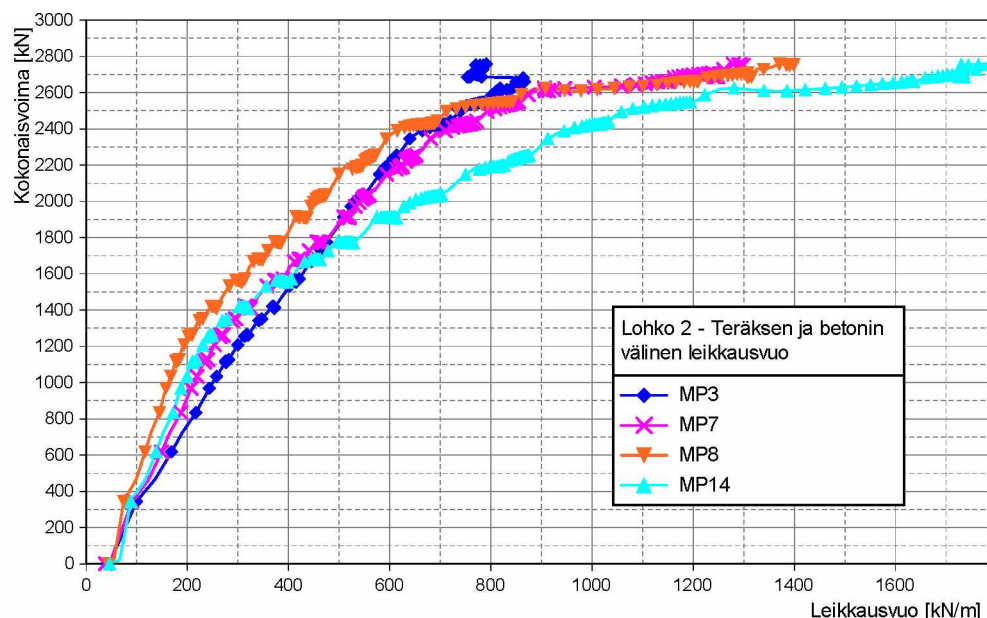


Kuva 5.24 Lohkon 2 mittapisteiden 3, 7, 8 ja 13 poikkileikkausten betonin puristuman poikkeaminen lineaarisesta venymäjakauman kautta lasketusta arvosta

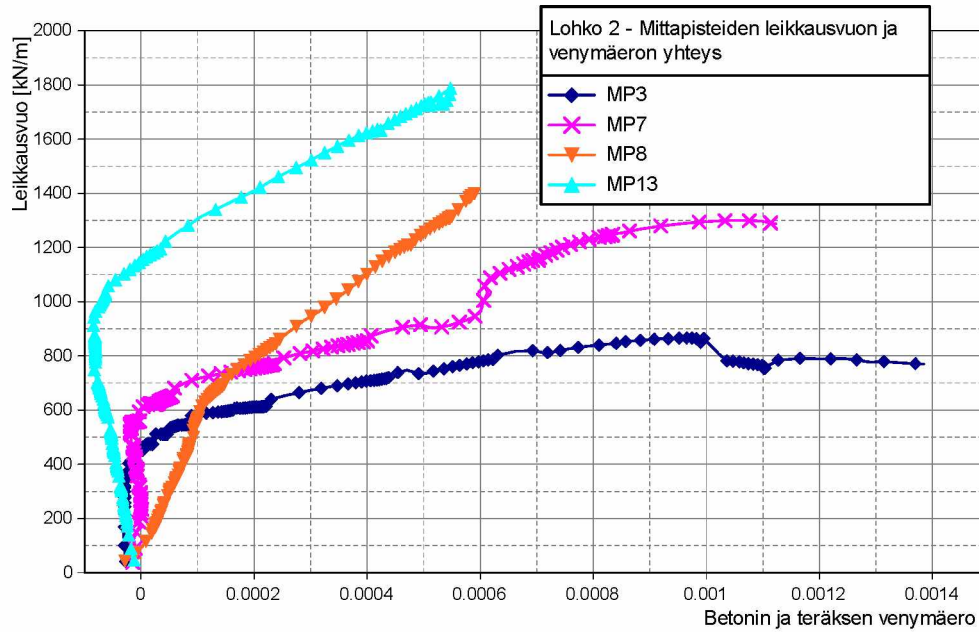


Kun lasketaan teräspalkkien kokonaisnormaalivoimat mittauspisteissä 3, 7, 8 ja 14 ja jaetaan saadut tulokset mittapisteen ja tuen välisellä leikkausjanteella, saadaan kuvan 5.25 mukaiset tulokset teräksen ja betonin väliselle leikkausvuolle. Teräksen voimaa laskettaessa pisteessä TVa7 ei otettu huomioon poikkileikkauksen myötäämistä jännityksen arvolla 300 MPa, koska se tapahtui hyvin lähellä murtoa ja vaikutus tulokseen on pieni. Nähdään, että leikkausvuot kehittyivät kussakin poikkileikkauksessa melko samankaltaisesti murtokuormituksen aikana. Kaikki yhteydet olivat lineaarisia kuorman tasolle 1200 kN asti, jonka jälkeen jokaisen kulmakerroin muuttui jonkin verran. Syynä on todennäköisesti kuormittavan voiman kasvaminen aikaisemmin tehdyn käyttötilan kuormituksen KTK-35V-3 suurimman kuorman arvon ylitse, jolloin halkeilu alkoi taas lisääntyä rakenteen osissa, jotka eivät vielä olleet halkeilleet.

Yhdistettäessä leikkausvuot ja poikkileikkausten venymäerotus, saadaan tietoa liitto-vaikutuksen jäykkyyden muutoksesta. Yhdistetyt tulokset on esitetty kuvassa 5.26. Nähdään, että 850 mm linjalla ja 500 mm linjalla käyrät ovat muodoltaan erilaiset. Tämä todennäköisesti johtuu siitä, että 850 mm linja on vain  $1,5 \cdot d$ :n päässä päätytuesta, jolloin palkkiteorian mukaiset oletukset venymien jakautumisesta poikkileikkauksessa eivät enää pidä paikkaansa. Kuvasta nähdään, että mittauspisteen 3 poikkileikkauksen venymät alkoivat poiketa lineaarisesta käytöksestä 400 kN/m:n leikkausvuolla ja poikkeaminen kiihtyy huomattavasti leikkausvuotason 580 kN/m jälkeen. Mittauspisteessä 7 leikkausvuon ja venymäerotuksen yhteys ei ole lineaarinen enää 550 kN/m:n jälkeen ja myötäminen alkaa n. tasolta 680 kN/m. Huomattava kuitenkin on, että vaikka venymäero kasvaa, pystyy leikkausvuo edelleen kasvamaan eli betonilaatan kasvava puristusvoima pystyy edelleen ankkuroitumaan.

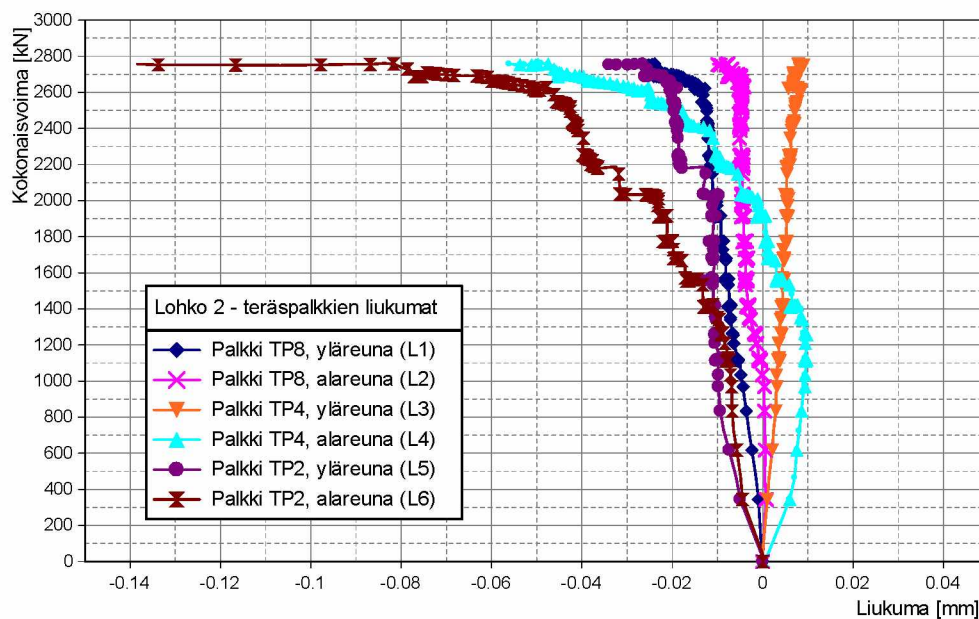


Kuva 5.25 Lohkon 2 leikkausvuot eri mittapisteissä teräspalkkien venymäjakauman kautta laskettuna



Kuva 5.26 Rakenteessa vaikuttavan leikkausvuon ja poikkileikkauksen venymäeron yhteys

Havaittujen venymäerojen syntymisen ja liitosjäykkyyden laskemisen vuoksi, olisi odotettavissa, että havaittaisiin myös mitattavia liukumia teräspalkkien ja betonin välillä. Kuvaan on piirretty lohkon 2 voima-liukuma yhteydet. Kuvasta nähdään, että pieniä liukumia syntyi, mutta vain oikeastaan mittauspisteiden L4 ja L6 tuloksissa näkyy samanlaisia muutoksia kuin muissakin lohkoista tehdyissä mittauksessa. Muiden liukumaa mitanneiden siirtymäantureiden tuloksissa ei havaita juurikaan muutosta kuin vasta aivan suurimmilla kuormilla. Voi olla, että liukumia ei muodostunut ollenkaan tai sitten rakenne halkesi sisäisesti siten, että liukumat eivät näkyneet rakenteen päässä. Huomattava on, että suurimmat liukumat mitattiin anturissa L6, joka oli teräspalkin TP2 päässä, jonka kohdalla havaittiin kohtuullisen suuria palkin suuntaisia halkeamia koekuormituksen jälkeen.



Kuva 5.27 Lohkon 2 voima-liukumayhteydet

Lohkon 2 murtokuormituksen mittaustuloksista nähtiin, että rakenne toimi lineaarisesti kuormilla, jotka olivat alle puolet murtokuormasta. Rakenteen rasitusten jakau-

tuminen leveyssuunnassa kaikille teräspalkeille ei kuitenkaan ollut tasaista vaan keskellä olleesta palkista TP4 mitattiin pienempiä rasituksia kuin viereisestä ja reunoilla olleista teräspalkeista. Tämä voi kertoa kyseisen palkin alhaisemmasta jäykkyydestä ja heikommasta tartunnasta betoniin.

Lähestettyessä murtoa rakenteen toiminnan epälineaarisuus kasvoi ja monessa mitaustuloksessa näkyi äkillisiä muutoksia. Rakenteen jäykkyys laski huomattavasti ja taipumat täten kasvoivat kiihtyvällä vauhdilla. Samalla rakenteesta mitatuista venymistä voitiin päätellä, että teräksen ja betonin yhteistoiminta muuttui ja samassa liittopoikkileikkauksessa rakenneosien välille muodostui venymäeroa. Liittovaikutus teräksen ja betonin välillä kuitenkin säilyi jossain määrin ja betonilaatta murtui puristuksessa yläpinnastaan.

## 5.3 Toisen koekuormituksen tulokset

### 5.3.1 Käytetyt lyhenteet

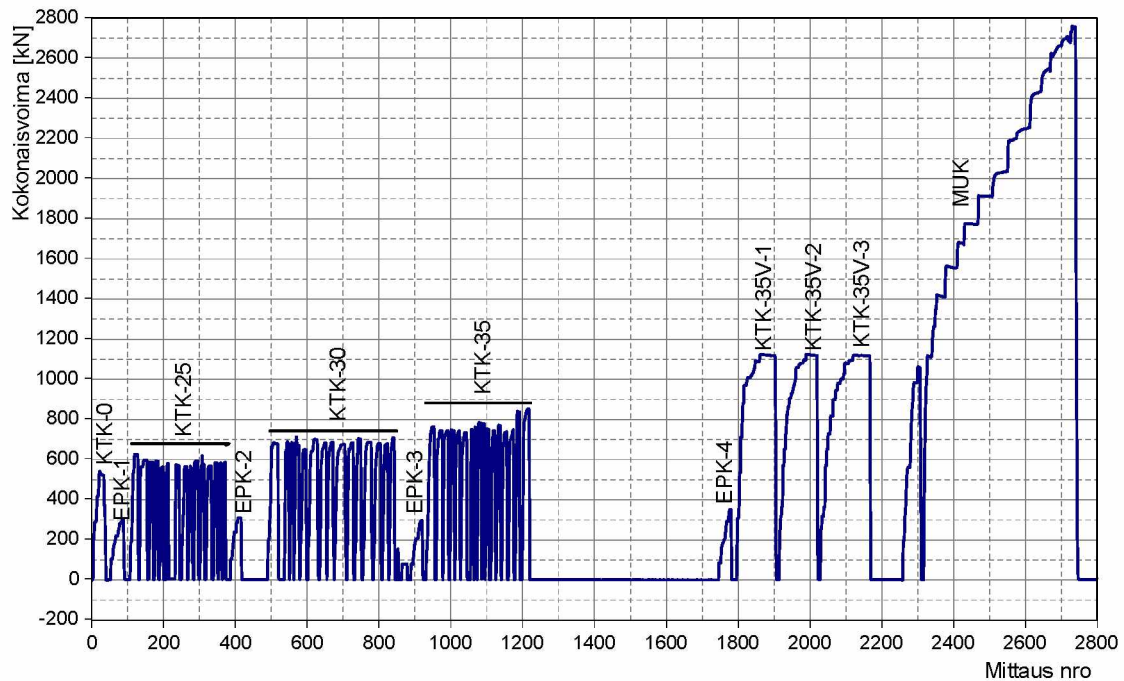
Mitta-antureista käytetyt lyhenteet ovat samat kuin lohkon 2 tapauksessakin. Kyseiset lyhenteet on esitelty kappaleessa 5.2.1.

Lohkolle tehdyt kuormitukset olivat hieman erilaiset kuin lohkolle 2, joten niiden lyhenteet ovat lohkon 1 tapauksessa:

- KTK-01 = ensimmäinen, kokeiluluontoinen, kuormitus
- KTK-02 = toinen kokeiluluontoinen kuormitus
- KTK-25 = 25 tonnin akselipainoisen junan ylitystä vastaava käyttötilan kuormitus
- KTK-30 = 30 tonnin akselipainoisen junan ylitystä vastaava käyttötilan kuormitus
- KTK-35 = 35 tonnin akselipainoisen junan ylitystä vastaava käyttötilan kuormitus
- KTK-35V-X = 35 tonnin akselipainon ylitystä vastaava käyttötilan kuormitus, joka on kerrottu eurokoodin mukaisella junakuorman osavarmuusluvulla 1,45. X on numero, joka kertoo kummasta toistosta on kyse
- PK = pistekuormitus, jossa lohkoa kuormitettiin pistemäisesti keskeltä
- MUK = murtokuormitus

### 5.3.2 Yleiset havainnot

Lohkon 1 kuormituksessa mitattu suurin voima oli 3171 kN. Taipuma oli suurimmalla kuormalla siirtymäanturissa T32 27,9 mm, joka on huomattavasti vähemmän kuin ensimmäisen koekuormituksen vastaava taipuma murrossa (67 mm). Kuormitusohjelma oli paljolti samanlainen kuin lohkon 2 tapauksessa, mutta muutamia muutoksia tehtiin ensimmäisessä koekuormituksessa tehtyjen havaintojen perusteella. Kokonaisuudessaan lohkon 1 kuormitukset kokonaisvoiman kannalta näkyvät kuvassa 5.28. Kuvassa nähdään aluksi kaksi hitaalla kuorman nostolla tehtyä koekuormitusta, jonka jälkeen näkyy kolme tehtyä pistekuormitusta. Pistekuormituksia oli tarkoitus tehdä vain yksi ja toistot johtuvat kuormitusjärjestelmän säätämisestä. Pistekuormitusten jälkeen nähdään neljä eri käyttötilan kuormatasoa ja lopulta itse murtokuormitus. Erillisten voima-antureiden antamat lukemat olivat enintään prosentin sisällä toisistaan, joten kuormitus oli tasainen kuormituspalkille.



Kuva 5.28 Lohkolle 1 tehty koekuormitukset kokonaisuudessaan

Teräksen venymäantureista TVa1, TVa2 ja TVa3 irtosivat teräksestä lähellä murtoa. Venymäliuska TVa7 alkoi irrota jo varsin alhaisella kuormatasolla murtokuormituksessa, mikä täytyy ottaa tuloksissa huomioon. Kaikki betonin venymäanturit mittasivat luotettavasti ennen betonin murtumista.

Lämpötilakompensaation kalibrointiin käytettiin mittausalueella 100–150 tapahtunutta lämpötilan muutosta. Kompensatio tehtiin kaavan 5.1 mukaan.

### 5.3.3 Käyttötilan kuormitukset

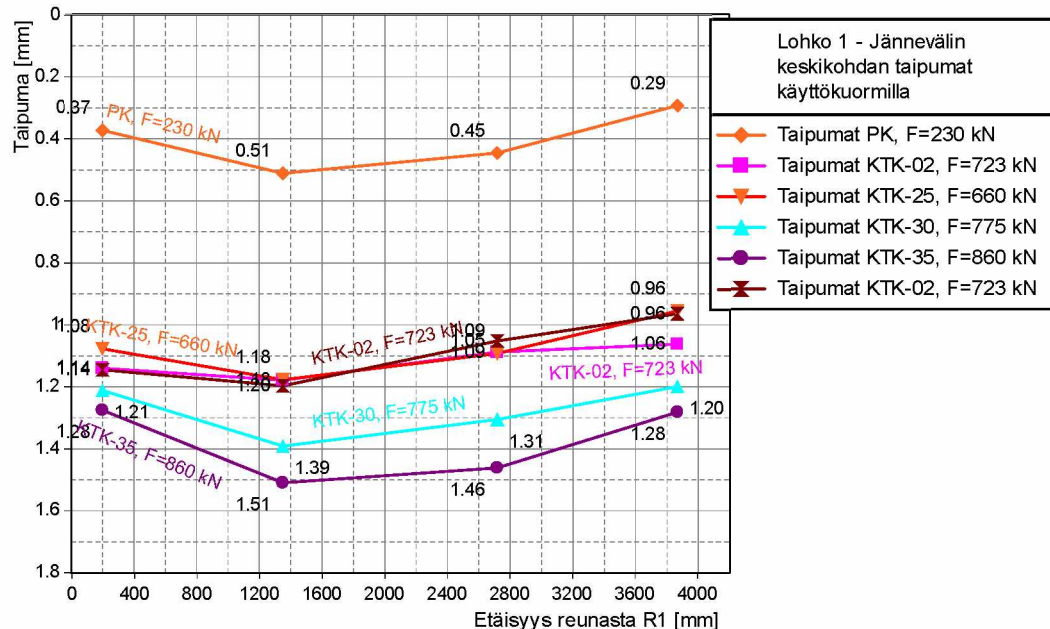
Käyttötilan kuormatasoja oli neljä ja niiden suuruus määritettiin junakuorman laskennallisesti aiheuttaman rasituksen kautta. Kuormien suuruudet on esitetty kappaleessa 4.6.4. Käyttötilan kuormitusten lisäksi tehtiin yksi pistekuormitus laatan keskelle.

Ensimmäisillä kokeilukuormituksilla (KTK-01 ja KTK-02) pyrittiin samaan esille laatan jäykkyys siinä kunnossa, missä rakenne oli ennen varsinaisia koekuormituksia. Näissä kuormituksissa voimaa nostettiin suhteellisen hitaasti. Ensimmäisellä kuormituksella (KTK-01) ja kuormanpoistolla havaittiin, että taipumiin jäi 30 – 40 % ensimmäisen kuormituksen maksimitaipumista. Tämä johtuu osittain samantyyppisestä rakenteen jäykkyyden laskusta, kuin lohkon 2 tapauksessa, koska myös teräksen ja betonin venymiin jäi n. 10 % huippuarvoista, mutta todennäköisesti myös siitä, että tuilla oli ohut kerros bitumia, joka painui kasaan kuormittavasta voimasta. Kyseinen ilmiö pyrittiin poistamaan mittaustuloksista siten, että koekuormitusten mittausten nollakohdaksi valittiin muodonmuutosten arvot kuormituksen KTK-01 jälkeen. Tällöin suurin osa pysyvistä tuen painumista oli jo tapahtunut.

Kuvaan 5.29 on piirretty rakenteen taipumat leveyssuunnassa toisella ensimmäisistä kuormituksista, käyttötilan kuormatasoilla 1, 2 & 3 ja pistekuormituksella. Toisen kuormituksen (KTK-02) taipumista nähdään, että lohko 1 taipui leveyssuunnassa



melko tasaisesti. Mittalinjalla 2 näkyy olevan hieman suuremmat taipumat kuin muualla lohkon keskikohdalla. Nähdään, että pistekuormituksen jälkeen jäykkyys on muuttunut joko pituus- tai poikkisuunnassa, sillä lohko taipui keskeltä suhteessa enemmän kuormituksessa KTK-25 kuin se taipui aloituskuormalla KTK-02.



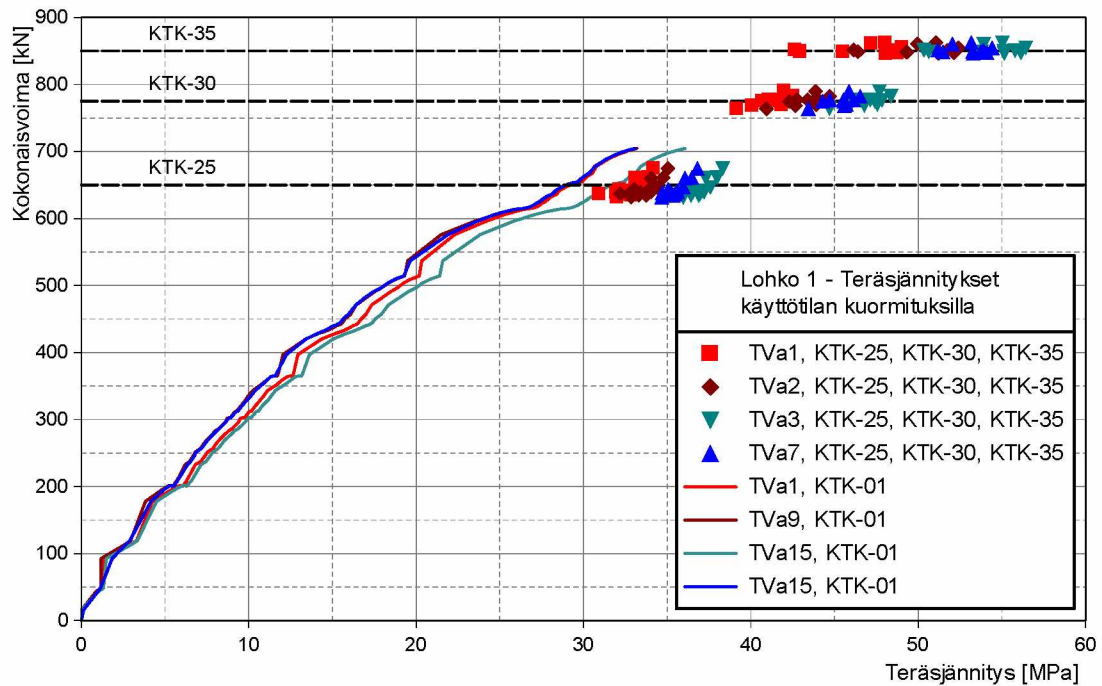
Kuva 5.29 Lohkon 1 taipumat keskilinjalta eri käyttötilan kuormatasoilla ja piste-kuormituksessa

Jos oletetaan erojen sillan keskikohdan taipumien välillä riippuvan pituussuuntaisen jäykkyyden vaihtelusta, voidaan käyttää suhteellisia taipumia määrittäessä poikkisuunnan jäykkyyttä laskentamallista. Taulukossa 5.3 on esitetty pistekuormituksen aiheuttamien taipumien suhde ensimmäisen käyttötilan kuormituksen KTK-25 ensimmäiseen toiston aiheuttamiin taipumiin.

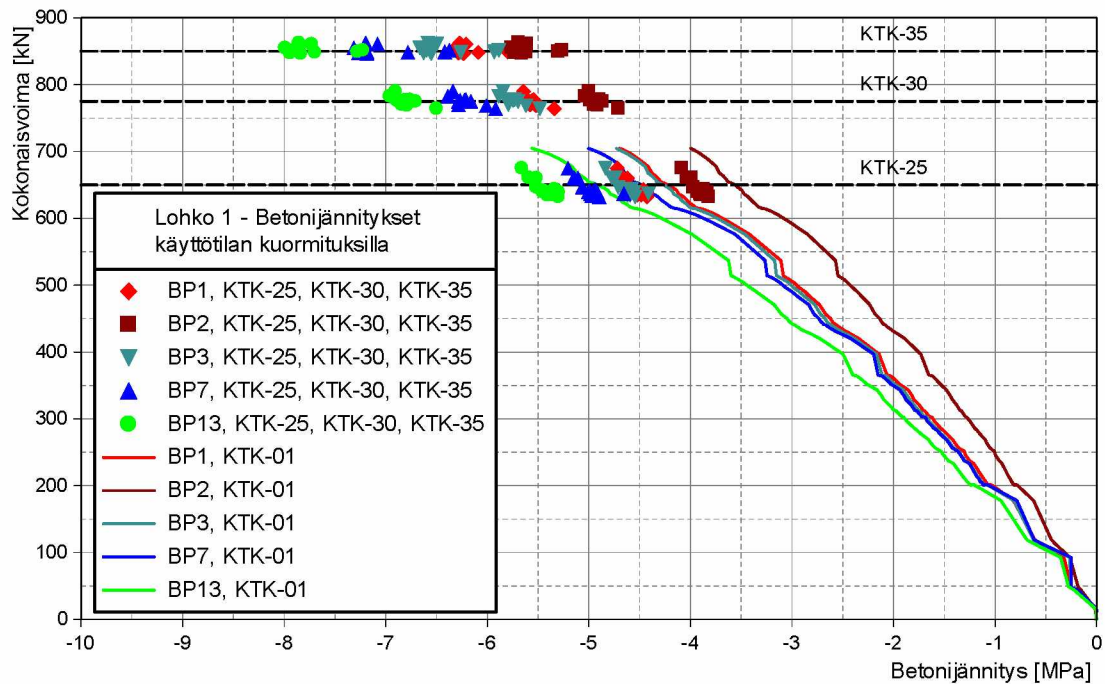
Taulukko 5.3 Taipumat lohkon 2 keskellä kahdella eri kuormitustapauksella

	T12	T22	T32	T42
Taipuma PK	0,37 mm	0,51 mm	0,45 mm	0,29 mm
Taipuma 1. KTK-25	1,08 mm	1,18 mm	1,09 mm	0,96 mm
Suhde	0,34	0,43	0,41	0,30

Kuvassa 5.30 on esitetty teräspalkkien alareunan jännitysten suurimmat arvot käyttötilan kuormilla jännevälin keskellä. Jännitys on laskettu käyttäen teräkselle kimmoduulia  $E = 210$  GPa. Kuvassa 5.31 on betonin yläpinnan jännitykset laskettuna kimmokertoimella  $E_{cm} = 34$  GPa, joka määritettiin kappaleessa 3 esitetyllä kaavalla 3.6 käyttäen lähtötietona lohkon betonille mitattua puristuslujuuden keskiarvoa  $f_{cm} = 42,9$  MPa.



Kuva 5.30 Lohkon 1 teräspalkkien alareunan vetojännitys jännevälän keskellä käyttötilan kuormilla

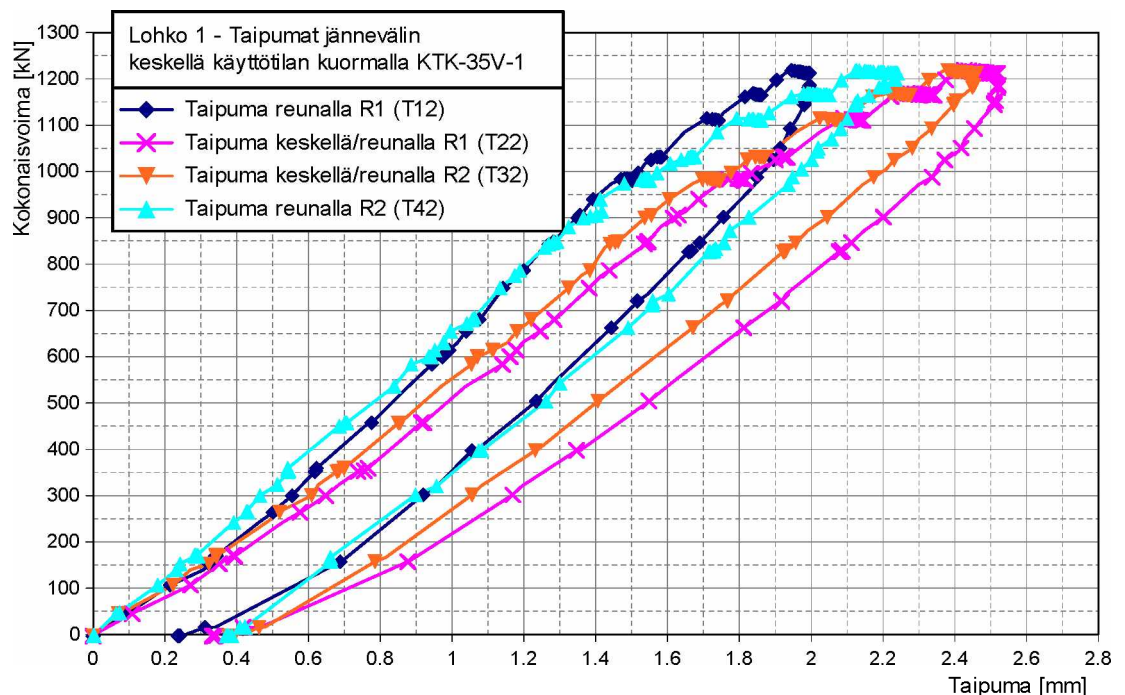


Kuva 5.31 Lohkon 1 yläpinnan betonin puristusjännitykset jännevälän keskellä käyttötilan kuormilla

Betonin jännityksistä nähdään, että rasitukset sillan leveyssuunnassa olivat suurimmat reunalla R2. Todennäköisesti tämä johtui kuorman epäkeskeisestä sijainnista. Kuvista nähdään myös, että jännitykset suurillakin (akselipaino 35 t) kuormatasoilla ovat melko matalat ja käyttäytyminen ei ole kovin epälineaarista. Jonkin verran eroa kuormittavan voiman kasvusta syntyy ensimmäisen kuormituksen ja käyttötilan kuormitusten tulosten välille. Teräsajännityksistä nähdään myös, että jännitysten pis-

tejoukko kolmannella käyttötilan kuormatasolla on levinnyt hieman vaakatasossa, mikä kertoo, että jäykkyys kyseisellä kuormatasolla laskee hieman jokaisella toistolla.

Kuvassa 5.32 on esitetty kuormituksen KTK-35V-1 voima-taipuma-yhteydet. Kuvasta nähdään, että rakenteeseen aiheutui suhteellisen suuria pysyviä muodonmuutoksia, kun rakenteeseen vaikuttava kokonaisvoima ylitti arvon 950 kN. Lisäksi nähdään, että suurimmat muutokset tapahtuvat linjoilla T2, T3 ja T4, kun taas linjalla T1 (reunalla R1) muutokset ovat pienempiä. Kun verrataan tuloksia kuvan 5.29 taipumiin alemmilla käyttötilan kuormilla, nähdään, että reuna R1 jää entisestään jälkeen muun rakenteen jännevälin keskilinjän taipumista. Syynä voi olla poikittaisen suunnan rasitusten aiheuttaman halkeilun kehittyminen rakenteen alapinnassa.

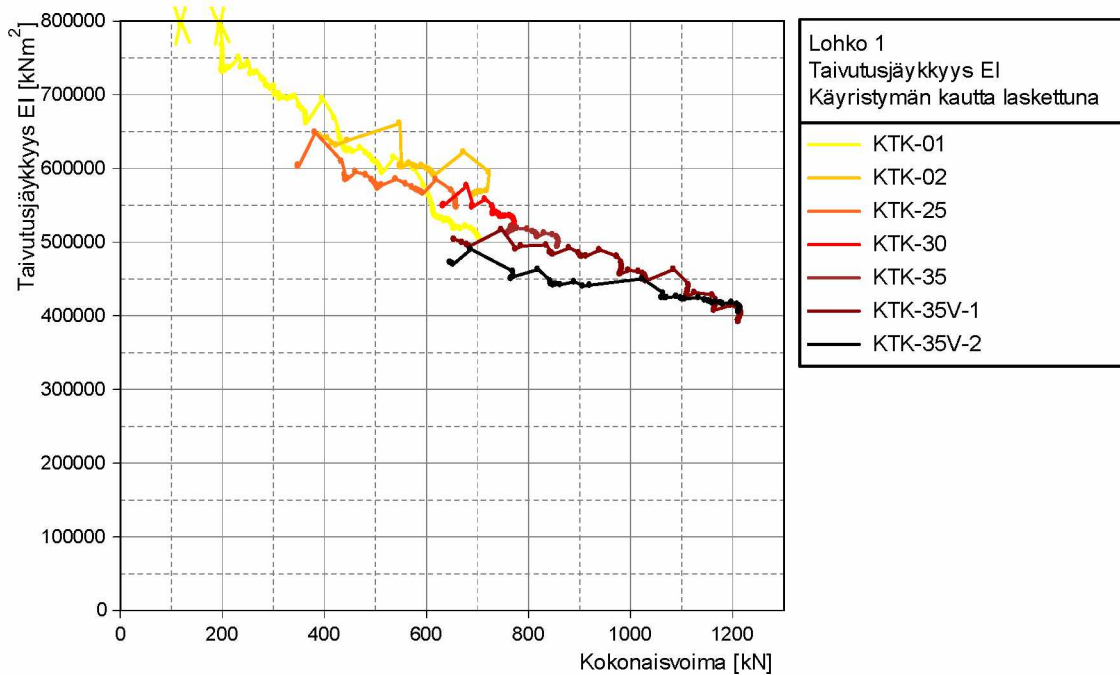


Kuva 5.32 Kuormituksen KTK-35V-1 keskitaipumien ja kokonaisvoiman suhde

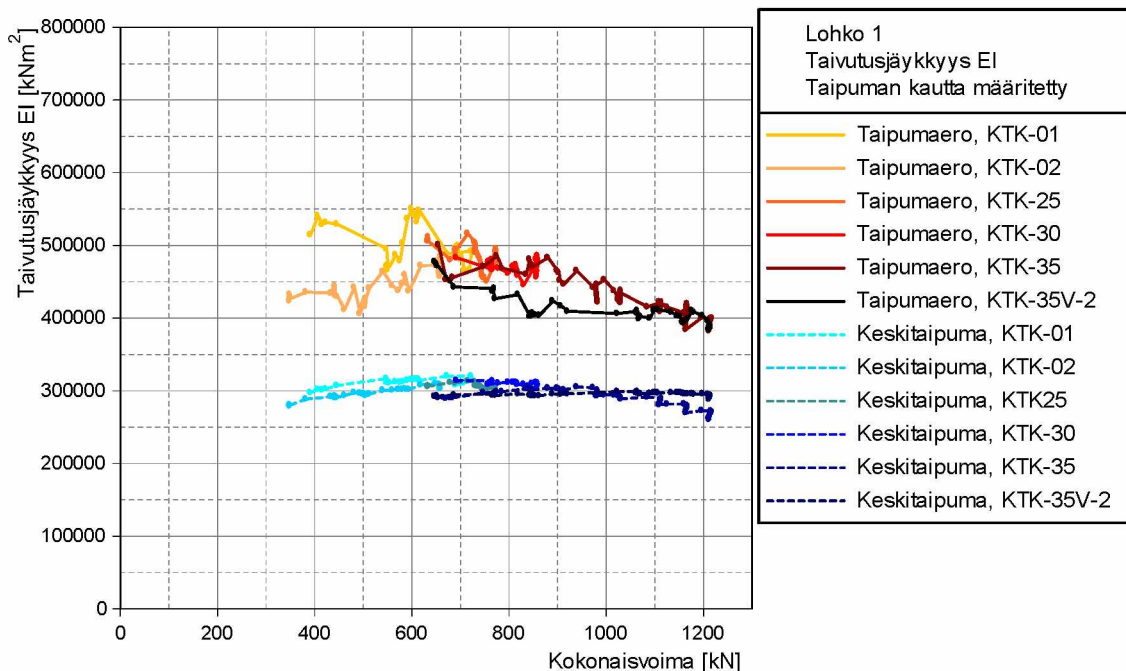
Tarkastellaan rakenteen jäykkyyttä kaavoilla 5.2, 5.3, 5.4 ja 5.5, jotka on esitetty lohkon 2 koekuormituksen tuloksia käsitelleessä kappaleessa (5.2.3). Kuvassa 5.33 on rakenteen taivutusjäykkyys laskettuna keskikohdan käyristymän kautta. Tuelta 850 mm mittalinjan käyristymien kautta laskettu taivutusjäykkyys oli lähes sama kuin keskelläkin joka kuormaportaalla, joten sitä ei kuvassa selvyiden vuoksi esitetä. Kuvassa 5.34 on esitetty lohkon 1 taivutusjäykkyys laskettuna keskikohdan taipumaeron sekä pelkän keskitaipuman kautta.

Kuvista nähdään, että taivutusjäykkyys laskee kuormatason kasvaessa, mutta ei saavuta tasaista vaihetta kuten lohkon 2 tapauksessa. Syynä on todennäköisesti se, että kaavat, joilla taivutusjäykkyys laskettiin, perustuivat palkin taipumaan ja käyristymään. Täten, kun rakenne on enemmän laatta kuin palkki, on laatan vääntömomentilla osansa rakenteen jäykkyydessä. Lisäksi rakenteen pääsuunnan halkeamat eivät kerralla kehity koko laatan leveydeltä samalla hetkellä, mikä voi myös olla osana havaittuun ilmiöön. Käyristymän ja taipumaeron kautta laskettu koko rakenteen taivutusjäykkyys on 1200 kN:n kuormalla molemmilla tavoilla n. 400 MNm<sup>2</sup>. Laskettaessa taivutusjäykkyys keskitaipuman kautta havaitaan, että se eroaa suuresti taipumaeron ja käyristymän kautta lasketuista taivutusjäykkyyksistä niin suuruudeltaan kuin käy-

rän muodoltakin. Syy on todennäköisesti se, että lohkon tukien jäykkyys pystysuuntaista tukireaktiota vastaan oli aluksi lohkon 1 tapauksessa melko pieni tuilla olleen bitumin vuoksi ja tukien painuminen näkyy suoraan keskitaipumassa ja täten sen kautta lasketussa jäykkyydessä. Kuvaajaassa näkyy myös kuormituksen KTK-35V-1 loppuvaiheen taipuman lasku, jota ei näy muissa taivutusjäykkyyksimittauksissa yhtä voimakkaasti ja se, että seuraavalla kuormituksella KTK-35V-2 keskitaipuman kautta laskettu jäykkyys on suurempi kuin kuormituksessa KTK-35V-1. Täten taipuman laskuun on syynä jokin muu kuin laatan taivutusjäykkyyden pieneneminen keskellä. Todennäköisesti tukien painuminen aiheuttaa näennäistä jäykkyyden laskua.



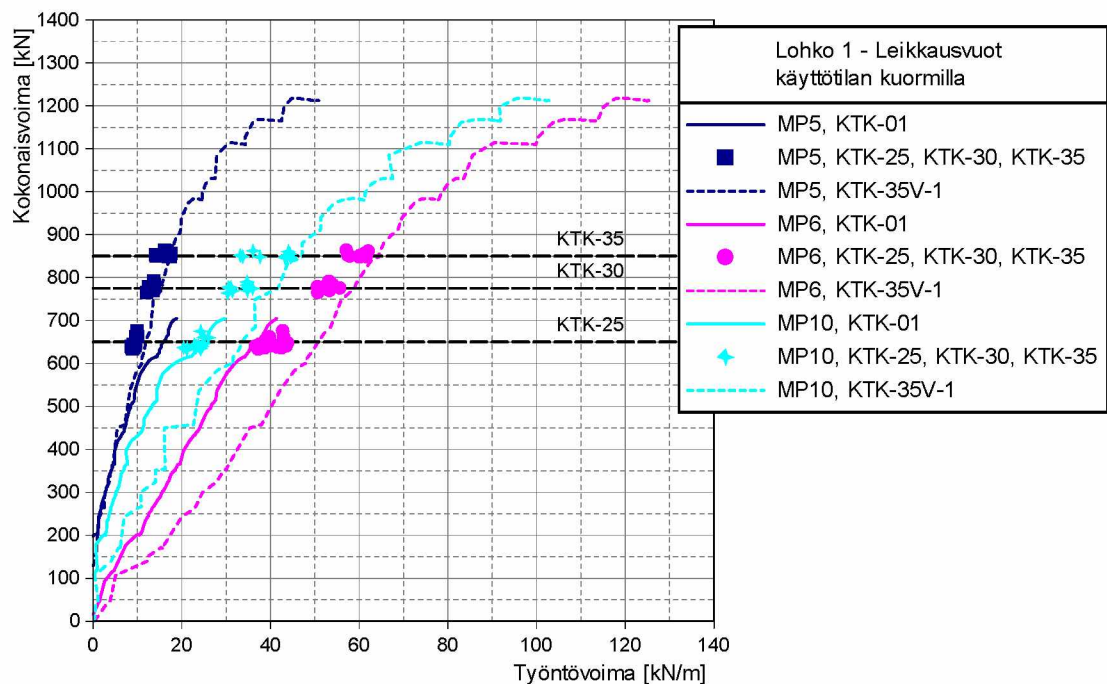
Kuva 5.33 Lohkon 1 taivutusjäykkyys käyritymän kautta laskettuna eri käyttötilan kuormataseilla



Kuva 5.34 Lohkon 1 taivutusjäykkyys taipuman kautta kahdella eri tavalla laskettuna eri käyttötilan kuormataseilla



Leikkausvuon teräksen ja betonin välillä voi laskea teräspalkkien venymäjakauman kautta niin kuin on esitetty kappaleessa 5.2.4. Lohkon 1 leikkausvuot olivat mittapisteissä 5, 6, ja 10 kuvan 5.35 mukaiset käyttötilan kuormituksilla. Selkeyden vuoksi on mittapisteiden 9, 11 ja 12 tulokset jätetty kuvasta pois, koska ne olivat samankaltaisia muiden kanssa. Leikkausvuon arvoista näkyy myös selkeästi rakenteen halkeilun vaikutukset. Varsinkin kuormatasolla KTK-35V-1 leikkausvuon lisääntyy huomattavasti, mikä on linjassa taivutusjäykkyyyslaskelmien kanssa.



Kuva 5.35 Lohkon 1 mittapisteille 5, 6 ja 10 lasketut leikkausvuot eri käyttötilan kuormatustasolla

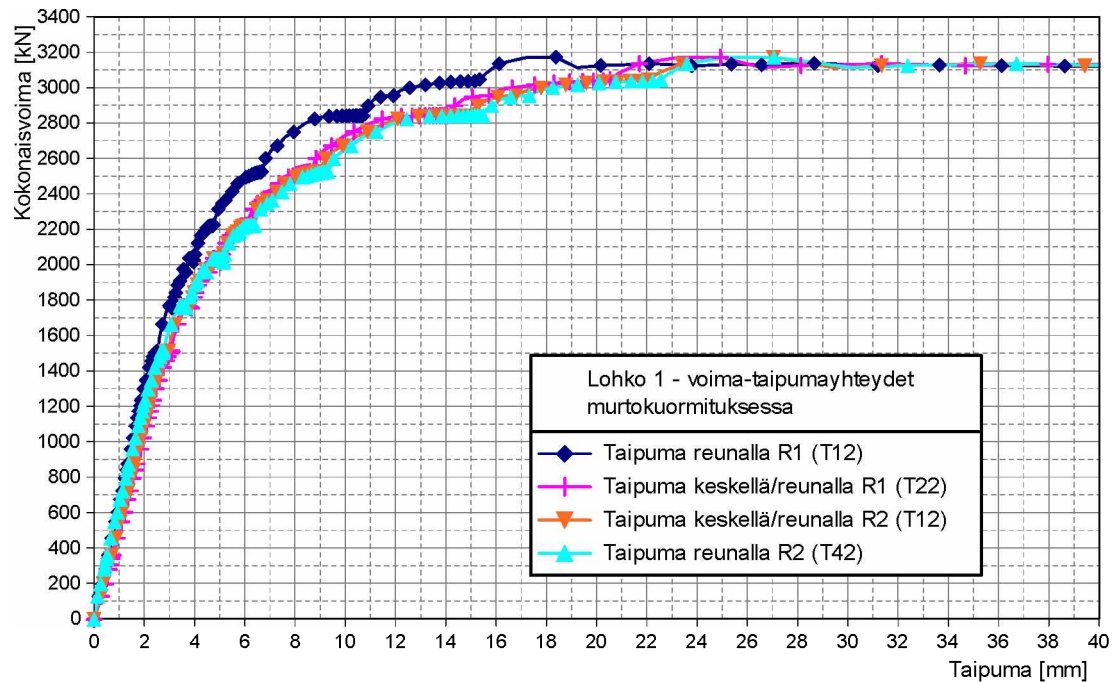
Lohkon 1 käyttötilan kuormituksissa havaittiin rakenteen jäykkyyden laskevan kuormittavan voiman kasvaessa, mikä kertoo siitä että rakenne ei lähtökohtaisesti ollut kovin halkeillut. Samasta syystä myös rakenteen betonin ja teräksen jännitykset olivat suhteellisen matalia verrattuna niiden lujuuksiin.

### 5.3.4 Murtokuormitus

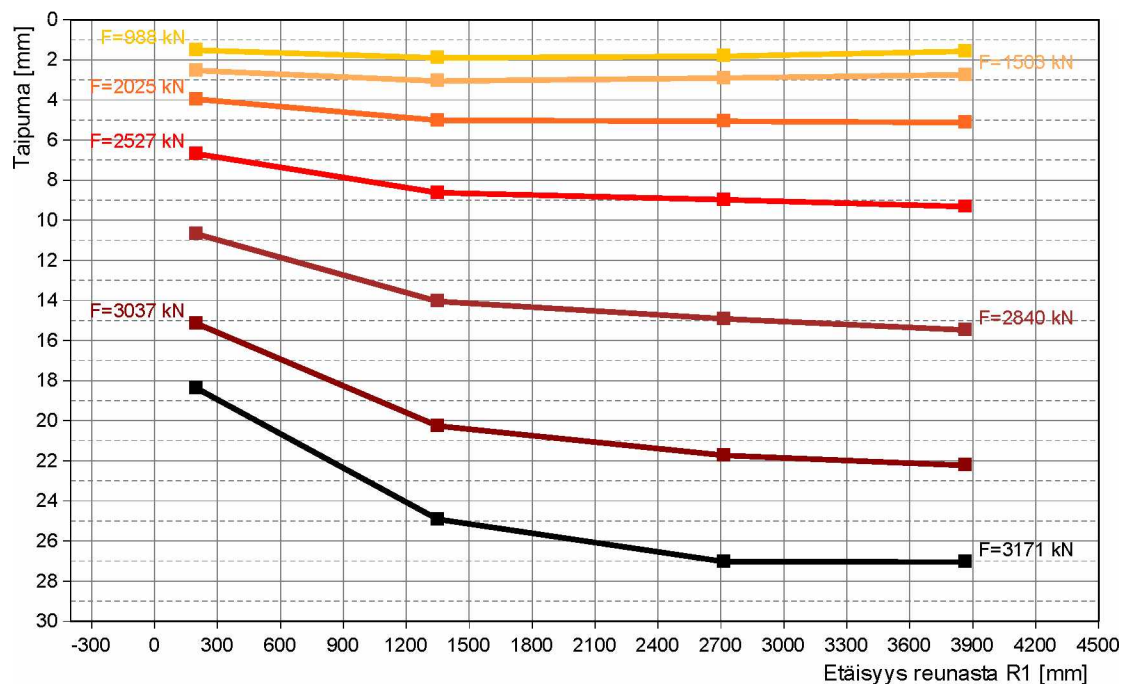
Murtokuormituksessa kuormaa nostettiin rauhallisesti nolasta lähtien sellaiselle tasolle, että betoni murtui ja taipuma kasvoi voimaa kasvattamatta. Murtokuormituksen keskimmaisten taipumaa mitanneiden siirtymäantureiden tulokset on esitetty kuvassa 5.36. Voima-taipumayhteys oli lineaarinen aina kuormatasolle 1800 kN asti. Kuormatasolta 2500 kN lähtien taipumien kasvu kiihtyi. Kuvasta myös nähdään, että tasolta 1500 kN lähtien reunan R1 taipumat (T12) eivät enää seuranneet muun laatan taipumia ja reunan R2 taipuma (T42) alkoi kasvaa ja ohitti lopulta keskikohdan taipumat (T22, T32). Kuten kappaleessa 4.6.4 todettiin, johtui tämä todennäköisesti poikittaisen leikkauskestävyyden ylittymisestä, joka kuvan 5.36 perusteella alkoi osittain kehittyä jo kohtuullisen matalalla kuormalla suhteessa murtokuormaan.

Kuvaan 5.37 on piirretty murtokuormituksen keskikohdan taipumaviivat eri kuormatustasolla. Kuvasta nähdään selkeästi laatan poikittaissuunnan käyttäytyminen. Kuormi-

tuksen alussa rakenteen toiminta muistutti keskeltä kuormitettua laattaa, jossa keskikohta taipui hieman enemmän kuin reunat. Kuormaa edelleen nostettaessa, kuorma ei enää pystynyt välittämään reunakaistaleelle niin tehokkaasti irtileikkaantumisen vuoksi ja täten kyseinen reuna jää selvästi taipumissa jälkeen. Irtileikkaantunut osa kuitenkin taipui kuormaa lisättäessä rikkoutumisesta huolimatta. Poikittainen kapasiteetin ylitys ei tapahtunut koko jännevälin matkalta vaan paikallisesti, jolloin ehjät osat pystyivät vielä välittämään kuormaa leveyssuunnassa.



Kuva 5.36 Lohkon 1 jännevälin keskikohdan voima-taipumakuvaajat

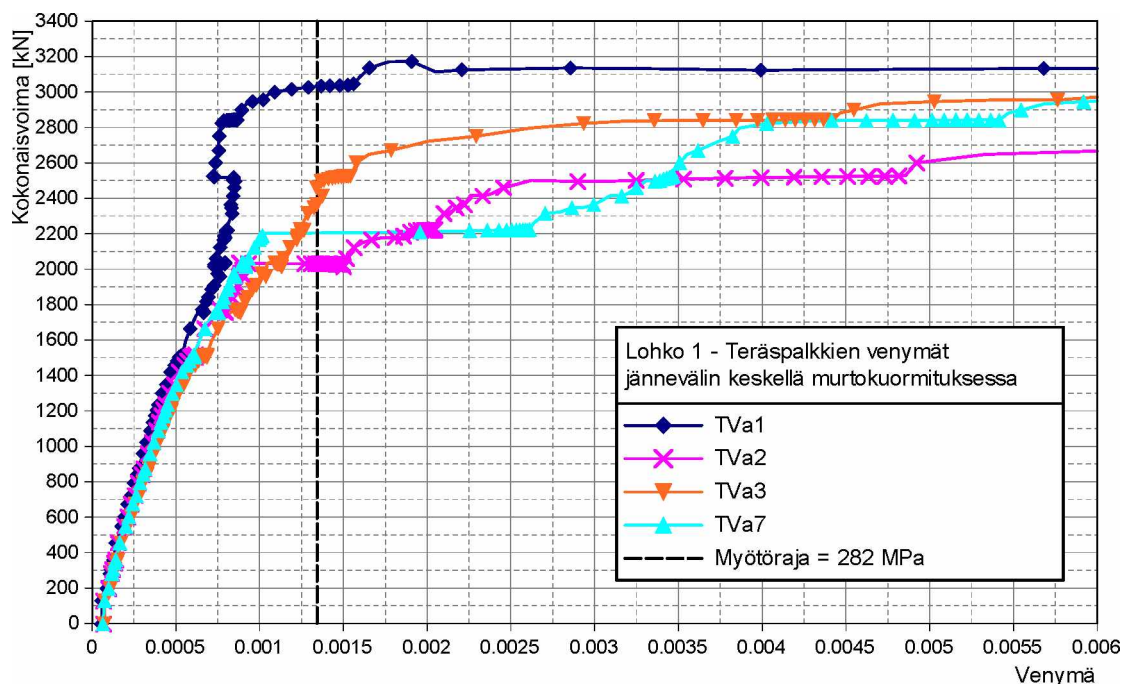


Kuva 5.37 Lohkon 1 taipumat keskellä murtokuormituksessa leveyssuunnassa tarkasteltuna

Tarkasteltaessa teräksen venymiä sillan jännevälin keskellä, nähdään selkeämmin se kokonaisvoiman arvo, jolla poikittainen leikkauskestävyys ylittyi. Kuvaan 5.38 on piirretty lohkon 1 keskikohdan teräspalkkien alareunan venymien ja kuormittavan kokonaisvoiman yhteys. Huomion arvoista on, että TVa1, TVa2 ja TVa3 olivat kolmessa vierekkäisessä palkissa reunalla R1 siten, että TVa2 ja TVa3 olivat kuormituspalkin alueella ja TVa1 sen ulkopuolella. Antureiden sijainti suhteessa kuormituspalkkiin käy ilmi kuvista 4.17 ja 4.18.

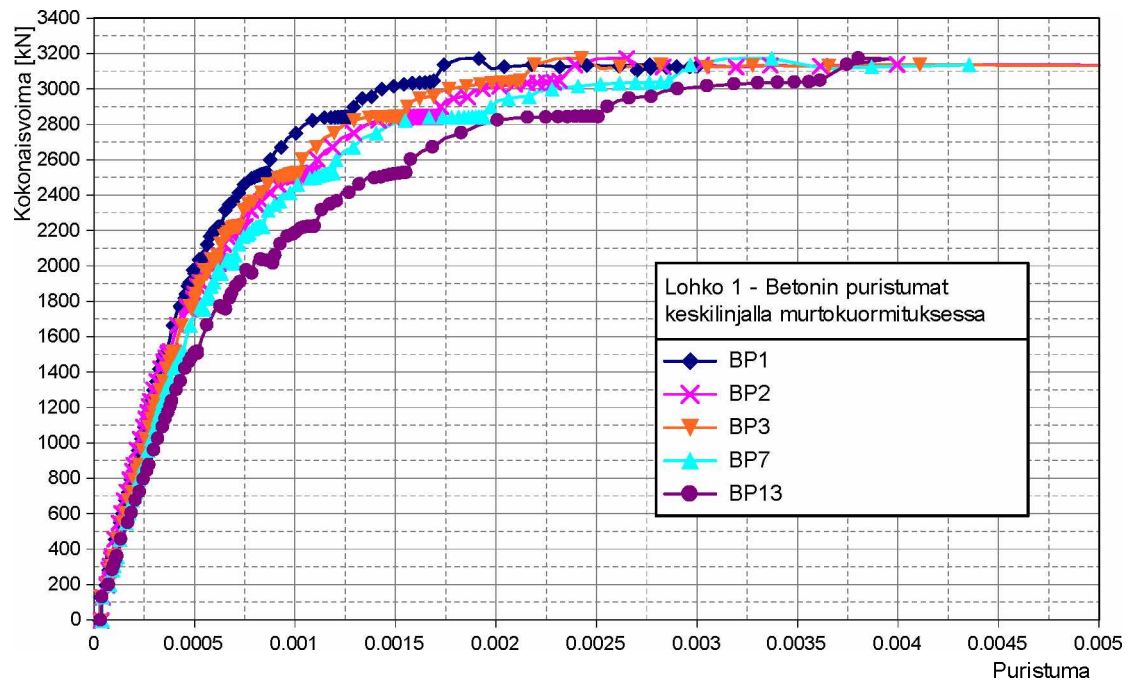
Kuvasta nähdään, että n. 2030 kN:n kohdalla TVa1:n rasitukset vähenivät, kun taas TVa2:n rasitukset lisääntyivät huomattavasti ja TVa3:n rasitukset lisääntyivät vähän. Tämän tapahtuman jälkeen rasitukset lähtevät hyvin eri suuntiin. Liuskat, jossa rasitukset kasvoivat, olivat kuormituspalkin alueella ja TVa1 taas irtileikkaantuneessa osassa. 2200 kN:n kohdalla näkyvä TVa7:n huomattava venymän lisäys ei ole kuvaa teräksen todellista venymää, vaan johtui todennäköisesti liuskan irtoamisesta jonka jälkeen liuskan tulokset eivät ole luotettavia.

Betonin puristumissa laatan keskellä erot leveyssuunnassa eivät olleet yhtä suuret kuin teräksen venymäantureissa havaittiin. Kuvassa 5.39 on esitetty betonin puristumien ja kokonaisvoiman yhteys murtokuormituksessa. Vaikka osa lohkoa leikkaantui irti reunalla R1, mittasi anturi BP1 silti kohtuullisen suuria rasituksia betonille kyseisellä reunalla. Suurimmat rasitukset betonilla oli reunalla R2 ja rasitukset olivat pienempiä mitä lähempänä anturi oli reunaa R1. Kaikki jännevälin keskellä olleet puristuma-anturit, paitsi BP1, saavuttivat betonille yleisesti oletetun murtopuristuman arvon, 3,5 ‰.



Kuva 5.38

Lohkon 1 teräspalkkien venymät keskilinjalla murtokuormituksessa

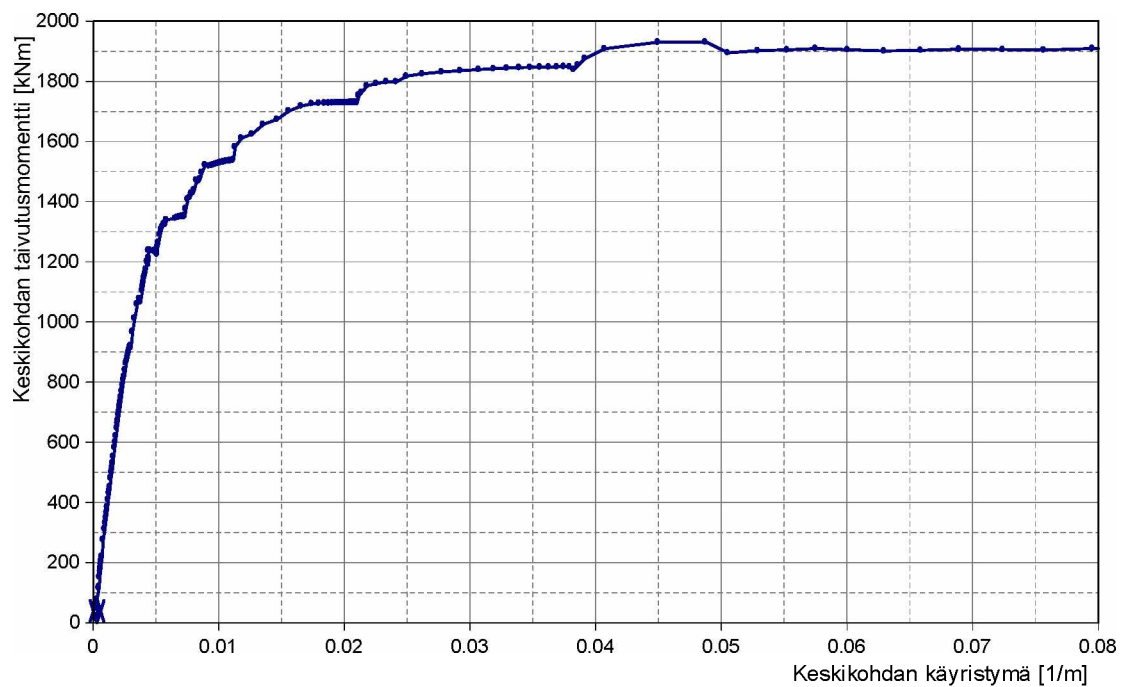


Kuva 5.39 Lohkon 1 betonin puristumat keskilinjalla murtokuormituksessa

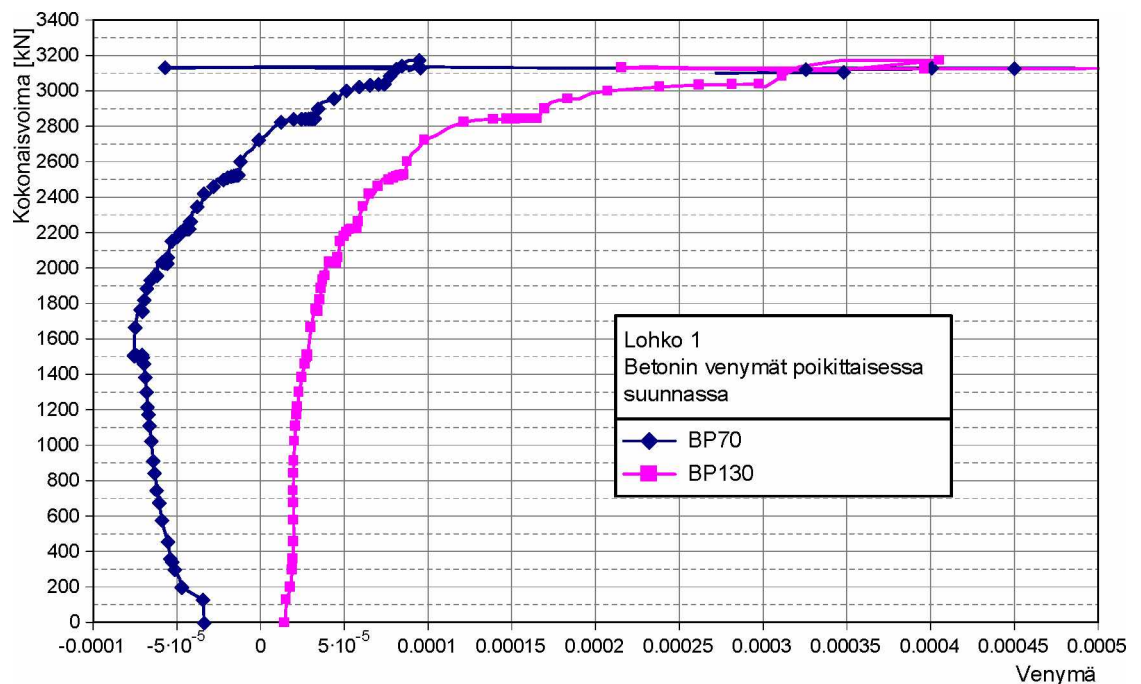
Betonin ja teräksen venymien sekä mitatun kokonaisvoiman kautta saadaan laskettua momentti-käyritysmäyhteys laatan keskiosalle. Oletetaan taivutusmomenttia laskettaessa kuorman kuormituspalkeilta jakautuvan taas 700 mm matkalle pituussuunnassa, kuten tehtiin kappaleessa 5.2.3. Käyritysmää laskettaessa oletetaan, että poikkeileikkauksen tehollinen korkeus on 340 mm. Kuvaan 5.40 on piirretty lohkon 1 momentti-käyritysmäyhteys. Voidaan kuitenkin olettaa, että yhteys on rakenteen todellisia käyrityksiä edustava lähinnä pienillä taivutusmomentin arvoilla venymäanturin TVa7 irtoamisesta ja lohkon suurista poikittaisista muodonmuutoksista johtuen.

Kuvassa 5.41 on esitetty poikittaisen suunnan venymät betonilaatan yläpinnassa. Anturi BP130 oli reunalla R2 teräspalkkien TP1 ja TP2 välissä, mistä johtuen anturin antamat venymien muutokset jäivät kohtuullisen pieniksi. Lähellä murtoa anturin antamasta tuloksesta nähdään, että betoni kyseisellä reunalla siirtyi enemmän vedolle. Anturi BP70 oli lohkon 1 keskellä. Anturin tuloksessa nähdään selkeä suunnan muutos kokonaisvoiman arvolla 1500 kN. Samalla voiman arvolla reuna R1 alkoi jäädä enemmän jälkeen muun lohkon taipumia.





Kuva 5.40 Lohkon 1 jännevälin keskilinjan momentti-käyritymäyhteys murtokuormituksessa



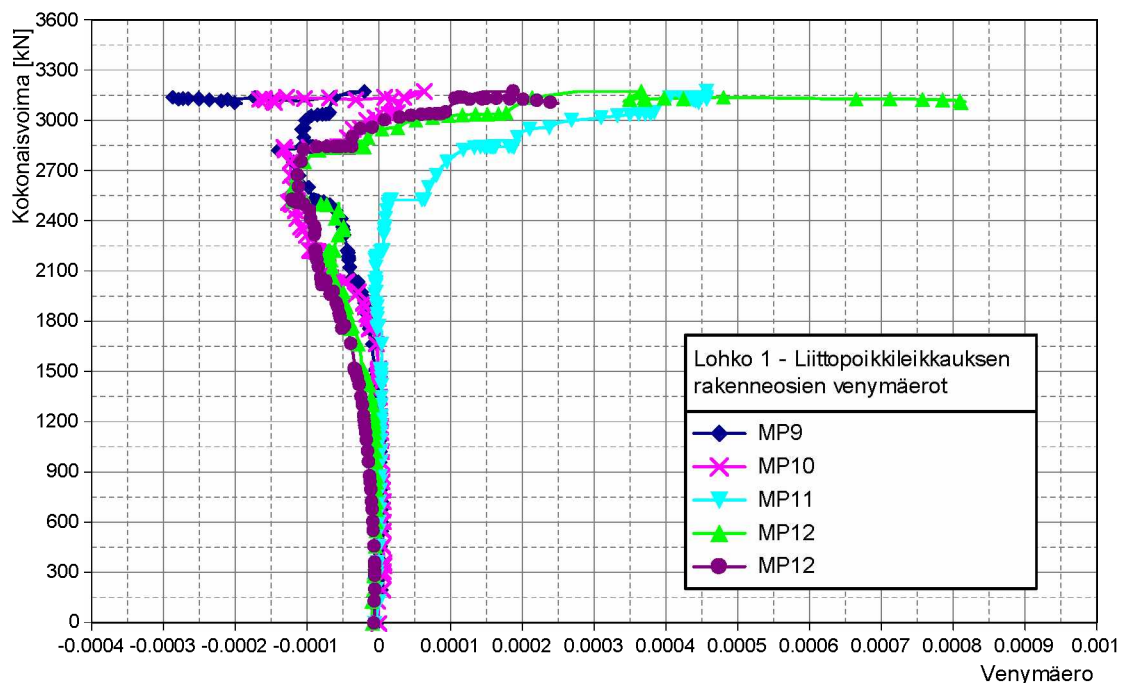
Kuva 5.41 Lohkon 1 betonilaatan yläpinnan keskilinjan poikittaisen suunnan venymät murtokuormituksessa

Teräspalkkien yläpinnassa olleiden venymäantureiden sekä rakenteessa samalla kohtaa olleiden betonin puristuma-antureiden ja teräspalkin alapinnan venymäantureiden kautta saadaan laskettua kuinka paljon betonista mitattu puristuma eroaa siitä, mitä se olisi olettaen tasainen venymäjakauma poikkileikkauksen yli. Venymäeron määritelmä on esitetty kuvassa 5.23. Venymäeron suuruus riippuu paljon siitä, mikä on tarkasteltavalle poikkileikkaukselle määritetty tehollinen korkeus, jonka tarkkaa arvoa ei ole tiedossa. Täten tehollisena korkeutena on käytetty arvoa, jolla betonin

venymäero on pienillä kuormilla lähes nolla. Tuloksista tulisi seurata lähinnä venymäeron muutosta, ennemmin kuin absoluuttista venymäeron arvoa.

Kuvaan 5.42 on piirretty kuormittavan kokonaisvoiman ja mittauspisteille 9, 10, 11 ja 12 laskettujen venymäerojen yhteys. Kyseisistä mittapisteistä yksikään ei ollut irti-leikkaantuneen osan alueella. Mittapisteet 5 ja 6 on kuvasta jätetty pois, koska ne olivat vain 1,5 d:n päässä tuelta ja niiden ei katsota kuvaavan kovin hyvin liittopoikkileikkauksen toimintaa. Kuvassa positiivinen venymäero tarkoittaa, että betoni puristuu enemmän kuin teräspalkin käyristymän perusteella sen voisi arvioida puristuvan. Kuvan arvot eivät kuitenkaan ole absoluuttisia, mutta niistä on nähtävissä, että lähellä murtoa betonilaatta muuttuu entistä enemmän puristetuksi. Kyseinen ilmiö selittyy ehkä sillä, rakennneosien kokonaisnormaalivoima kykenee edelleen ankuroitumaan lähellä tukia vaikka jossain kohtaa rakennetta tartunta on jo heikentynyt.

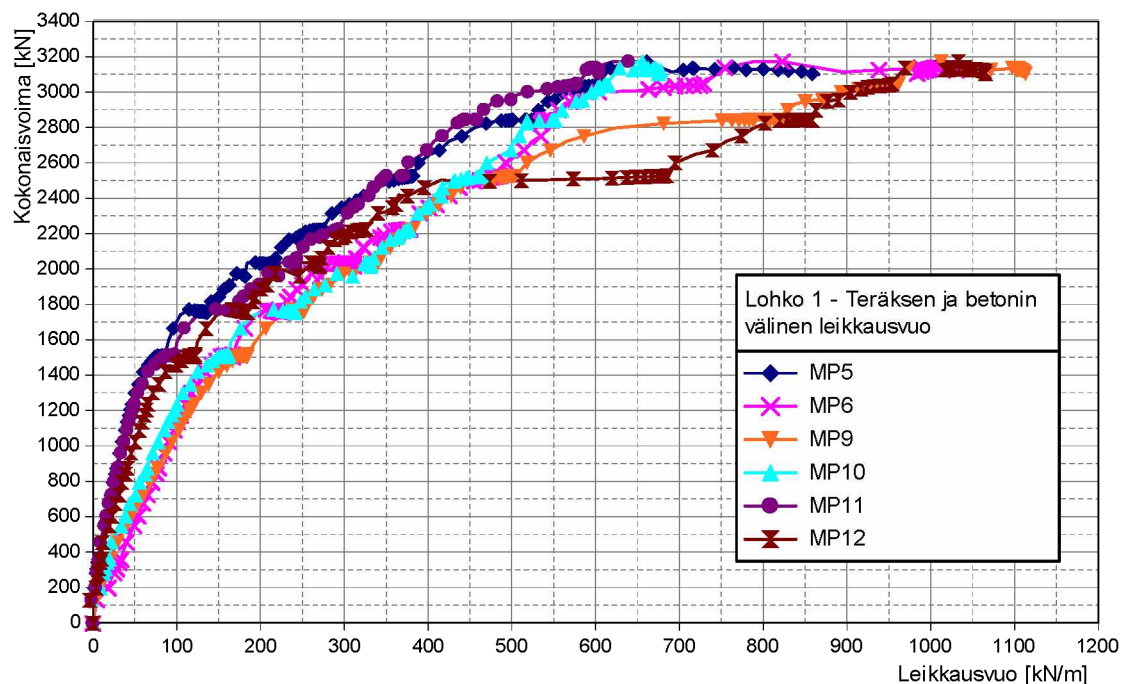
Teräspalkkien ylä- ja alapinnan venymistä lasketun leikkausvuon ja kuormituksen kokonaisvoiman yhteys on esitetty kuvassa 5.43. Teräspalkin kokonaisnormaalivoimaa, ja täten myös leikkausvuota, laskettaessa on otettu huomioon teräksen plastisoituminen käyttäen teräksen myötörajalta sille mitattua arvoa 282 MPa. Kuvasta nähdään, että leikkausvuot kasvoivat jokaisessa mittapisteessä suhteellinen lineaarisesti kuormatasolle 1400 kN asti, jonka jälkeen kokonaisvoiman ja leikkausvuon yhteyden kulmakerroin muuttui. Syy on todennäköisesti se, että rakenteen rasitukset nousivat sellaiselle tasolle, jota rakenne ei ollut vielä kokenut käyttötilan kuormituksen suurimmilla kuormilla. Tällöin rakenteen aikaisemmin halkeilemattomana olleet rakenteen osat alkoivat halkeilla. Lähestyttäessä murtokuormaa leikkausvuo pisteissä 12 ja 9 kasvoi huomattavasti enemmän kuin muissa pisteissä, joissa käyttäytyminen oli kohtuullisen lineaarista paitsi aivan murren läheisyydessä.



Kuva 5.42 Lohkon 1 mittapisteiden 9, 10, 11 ja 12 poikkileikkausten betonin puristuman poikkeaminen teräspalkin lineaarisen venymäjakauman kautta lasketusta arvosta

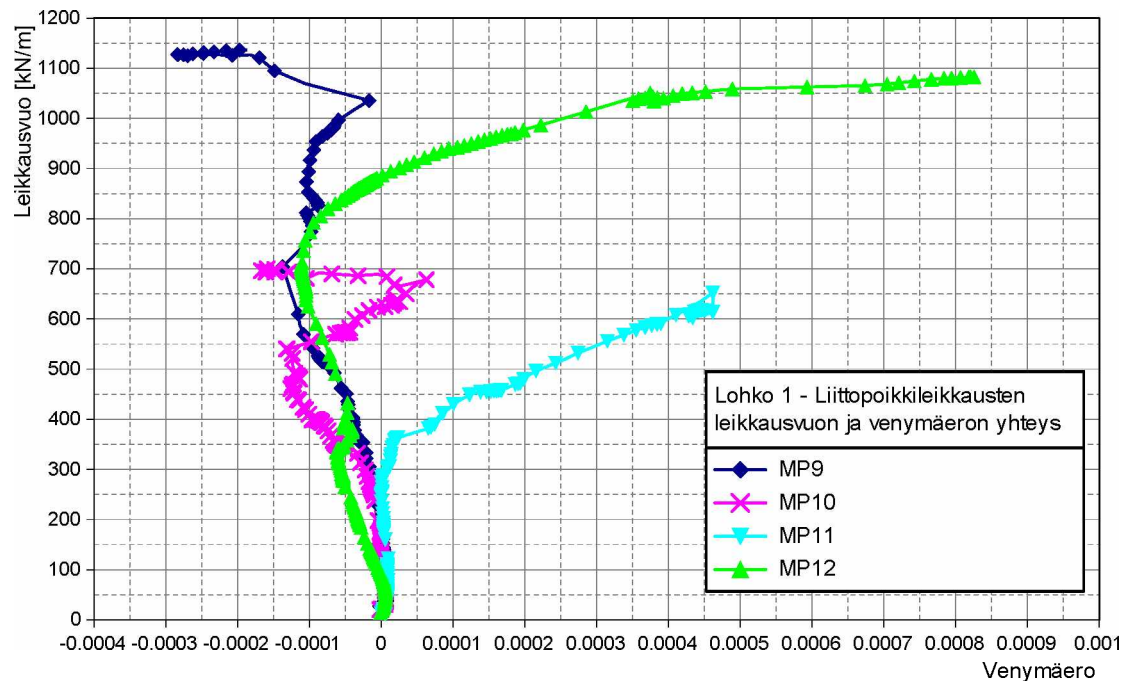
Rakenteesta mitatut leikkausvuot ja poikkileikkausten teräksen ja betonin välinen venymäero voidaan nyt yhdistää yhteen kuvaan. Kuvasta nähdään, että eri pisteiden tulokset ovat jonkin verran erilaisia. Mittapisteiden 5 ja 6 leikkausvuon ja venymäeron

yhteyksiä ei kuvassa ole, koska venymäero ei lähellä tukia kuvaa kovin hyvin liittorakenteen toimintaa. Sama ilmiö havaittiin lohkon 2 kuormituksessa mittauspisteissä, jotka olivat lähellä tukia. Kuvassa esitetyissä mittapisteiden 9, 10, 11 ja 12 voimavenymäero yhteyksissä on havaittavissa käytöstä, jossa yhteys pysyy kohtuullisen suoraviivaisena tietyllä tasolla saakka minkä jälkeen yhteys muuttuu epälineaarisemmaksi ja lopulta venymäeron arvo kasvaa suhteellisen pienellä leikkausvuon lisäyksellä. Mittapisteellä 9 kyseistä tasoa on vaikea havaita, mutta se n. 700 kN/m. Mittapisteillä 10 ja 11 se on 550 kN/m ja 350 kN/m. Mittapisteellä 12 pieni poikkeama näkyy jo tasolla 350 kN/m, mutta varsinainen epälineaarinen käyttäytyminen alkaa vasta tasolta 700 kN/m. Tulokset ovat samankaltaiset lohkon 2 vastaavien mittausten kanssa (ks. kuva 5.26).



Kuva 5.43

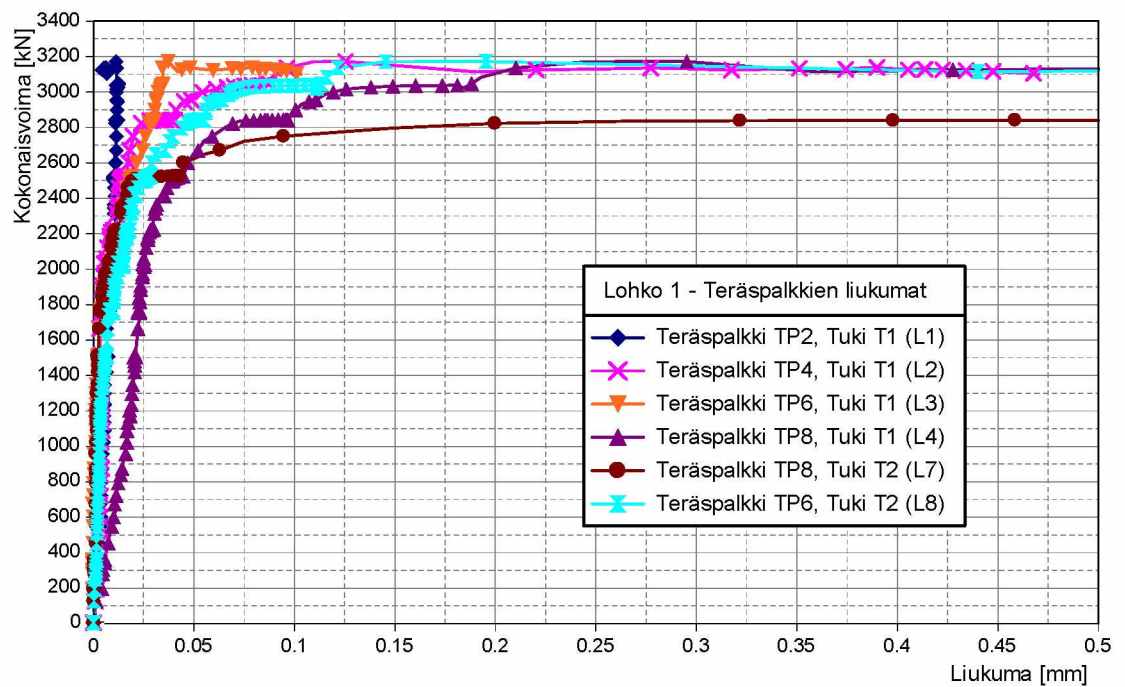
Lohkon 1 kokonaisvoiman ja teräksen ja betonin välisen leikkausvuon suurus teräspalkin venymäjakauman perusteella laskettuna



Kuva 5.44 Leikkausvuon ja poikkileikkauksesta mitatun venymäeron yhteys

Kuvassa 5.45 on esitetty murtokuormituksen voima-liukuma yhteydet. Kuten aikaisemmin kappaleessa 4.6.4 mainittiin, silmin havaittavia liukumia tapahtui useassa mittauskohdassa. Liukumat näkyvät hyvin myös mittaustuloksissa. Kuvasta nähdään, että liukumia tapahtui varsinkin lähellä reunaa R1, jossa irtileikkaantuminen tapahtui. Reunan R2 anturi L1 ei mitannut juuri ollenkaan liukumia ja myös L3:n liukumat olivat pieniä taivutusmurtoon saakka. L1:n ja L3:n välissä ollut anturi L2 taas mittasi kohtuullisen suuria liukumia, mistä voidaan päätellä liukumien olevan vahvasti paikallisista tartuntaominaisuuksista riippuvia. Murron jälkeen liukumat kasvoivat vielä huomattavasti, sillä L7 saavutti lähes 6 mm liukuman ja L4 liukuman 3,2 mm. Murtohetkellä liukumat olivat seuraavat: L1 = 0,011 mm, L2 = 0,11 mm, L3 = 0,037 mm, L4 = 0,25 mm, L7 = 1,67 mm ja L8 = 0,14 mm. Huomioitavaa on, että L4 ja L7 mittasivat irtileikkaantuneen alueen reunalla olleen palkin päistä ja niihin muodostui myös huomattavat liukumat ennen muun lohkon murtumista.





Kuva 5.45 Lohkon 1 kuormituksen kokonaisvoiman ja mitattujen liukumien yhteys

Lohko 1 toimi lineaarisesti murtokuormituksessa, kunnes reunalla R1 rasitukset kasvoivat poikittaisessa suunnassa niin suuriksi, että rakenne murtui. Poikittaisen murtumisen jälkeen rakenteeseen vaikuttava kokonaisvoima ei pystynyt jakautumaan enää yhtä tehokkaasti leveyssuunnassa ja rasitukset ehjäksi jääneellä osalla kasvoivat. Rakenteen halkeiltua teräspalkkien suuntaisesti alkoi myös tartunta teräksen ja betonin välillä heiketä halkeilleella alueella ja suuria liukumia mitattiin teräspalkkien päästä.

## 6 Laskennalliset tarkastelut

### 6.1 Pääkannattajat

#### 6.1.1 Tarkasteltavat poikkileikkaukset

Tämän työn laskennallisten tarkastelujen tarkoitus on pyrkiä mahdollisimman tarkasti kuvaamaan rakenteen käyttäytymistä käyttäen rakenteiden lujuusopin teorioita. Suokannan lohkojen analyysissä pyritään käyttämään mahdollisuuksien mukaan rakenteista mitattua tietoa, kuten lujuuksia ja geometriaa. Mitatun tiedon avulla muodostetaan geometrialtaan todellisuutta vastaava malli, johon syötetään lähtötietona materiaalien lujuuksien perusteella luotu malli yksittäisen poikkileikkauksen toiminnasta. Tarkastelemalla kuinka mallien antamat tulokset vastaavat mittaustuloksia, pystytään päättämään kuinka rakenteen käyttäytyminen vastasi teoriaa.

Koska koko geometrian mallintaminen täydellisenä olisi ollut hyvin työlästä, rakenteen muodonmuutos- ja lujuusominaisuuksien tarkastelut tehdään eri suureiden keskiarvojen perusteella määritellyille poikkileikkauksille. Koska laatat olivat suhteellisen yhtä paksuja joka puolelta, tarkastelut tehdään keskikohdan paksuuden mukaan. Myöskään rakenteessa olleiden reikien ja aukkojen vaikutusta ei tarkastella. Lohkon 2 tapauksessa otetaan huomioon reunan R1 sahauksen vaikutus palkin TP1 liittopoikkileikkaukseen. Poikkileikkauksille pyritään määrittämään mahdollisimman todennäköiset arvot. Lisäksi poikkileikkauksille tehdään herkkyystarkastelua eri arvojen vaihtelun vaikutuksesta laskennan tuloksiin.

Poikkileikkauksen rakenteellisen käyttäytymiseen vaikuttavat seuraavat arvot:

- Betonipoikkileikkauksen leveys (teräspalkkien k/k-väli)
- Betonipoikkileikkauksen korkeus
- Betonin lujuus ja muodonmuutosominaisuudet
- Teräspalkin mitat
- Teräksen myötölujuus ja jännitys-venymäyhteys
- Teräspalkin sijainti pystysuunnassa
- Teräspalkin alalaipan korroosiovähennys

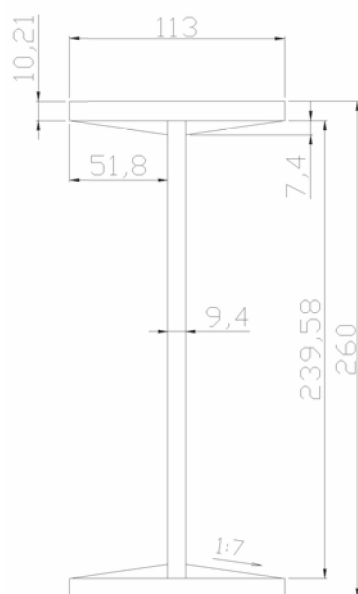
Poikkileikkauksen mitat betoniosalle määritetään kappaleessa 4 ilmoitettujen betonilaatan ja teräspalkkien keskinäisten etäisyyksien mittojen perusteella. Teräspalkkien geometriana käytetään kirjallisuudessa esitettyjä arvoja. Korroosiovähennyksenä teräspalkkien alalaipan alapinnasta käytetään arvoa 1 mm.

Kirjallisuudessa esitetään seuraavat arvot INP-260 profiilin mitoiksi [Tekniikan käsikirja 1953, s. 1561]:

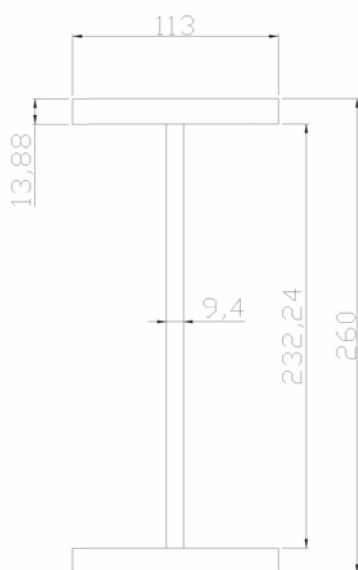
- |                               |                      |
|-------------------------------|----------------------|
| • Korkeus                     | 260 mm               |
| • Laipan leveys               | 113 mm               |
| • Laipan paksuus              | 14,1 mm              |
| • Laipan sisäpinnan kaltevuus | 1:7                  |
| • Uuman paksuus               | 9,4 mm               |
| • Pinta-ala                   | 53,4 cm <sup>2</sup> |
| • Hitausmomentti              | 5744 cm <sup>2</sup> |

Yllä esitetty laipan paksuus on määritetty  $\frac{1}{4}$  laipan leveyden päässä palkin keskeltä. Teräspalkissa on uuman ja laipan välissä sekä laipan päissä pyöristykset, joita ei oteta huomioon. Yksinkertaistetaan poikkileikkaus laskentaa varten siten, että hitausmomentti säilyy samana kuin kirjallisuudessa esitetty arvo. Täten määritetty teräspalkin poikkileikkaus 1 on kuvan 6.1 mukainen.

Koska kappaleessa 3.2.2 esitetyissä kaavoissa liittopoikkileikkauksen jäykkäplastisen kestävyuden laskemiseksi oletetaan teräspalkki laippa suorakulmioksi ilman kallistusta, lasketaan kyseisiä tarkasteluja varten teräspalkille toinen yksinkertaistettu poikkileikkaus, jonka hitausmomentti on sama kuin kirjallisuudessa esitetty. Teräspalkin yksinkertaistettu poikkileikkaus 2 on esitetty kuvassa 6.2.



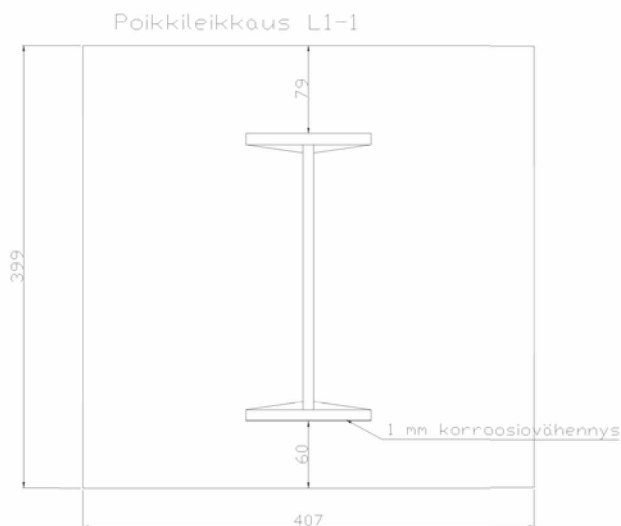
Kuva 6.1 Laskennallisessa tarkastelussa käytettävä teräspalkin INP-260 poikkileikkaus 1



Kuva 6.2 Laskennallisessa tarkastelussa käytettävä teräspalkin INP-260 poikkileikkaus 2

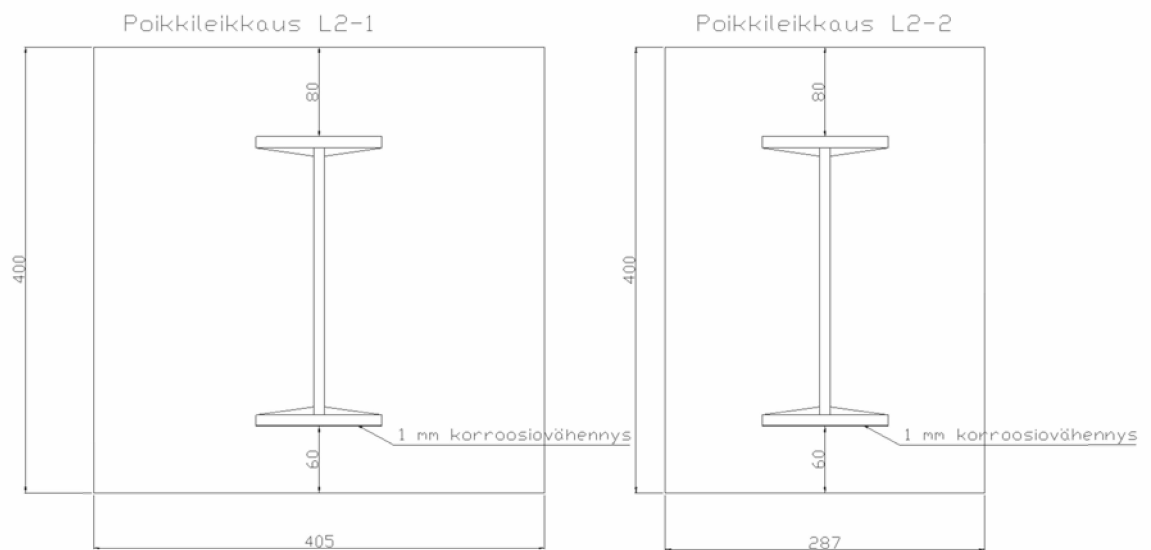
Käytetään betonipoikkileikkauksen korkeutena laatan paksuuden keskiarvojen kautta laskettua paksuutta 190 mm, joka laatalle oli 200 mm:n etäisyydellä keskilinjasta, eli kohtaa jossa viivakuormien ulompi reuna oli. Poikkileikkauksen korkeus lasketaan kyseisestä kohdasta, koska rasitukset ovat siinä melko samat kuin keskellä, mutta poikkileikkaus on hieman matalampi. Lisäksi poikkileikkaus kuvaa paremmin 850 mm mittalinjoilla olleiden venymien mittapisteiden poikkileikkausta, joissa laatta oli ohuempi kuin keskilinjalla. Teräspalkin alalaipan alareunan etäisyytenä liittopoikkileikkauksen betonin alapinnasta käytetään molempien lohkojen tapauksessa arvoa 60 mm. Arvo on suurempi kuin Suokannan sillan piirustuksissa esitetty 40 mm, koska se kuvaa paremmin rakenteesta mitattua arvoa.

Kappaleessa 4 esitetyillä lähtötietojen perusteella laskettuna lohkon 1 betonipoikkileikkauksen korkeudeksi saadaan 399 mm. Lohkon 1 teräspalkkien ja ympäröivän betonin muodostamana liittopoikkileikkausten leveys oli keskimäärin 407 mm. Lohkon 1 poikkileikkauksen tunnus on L1-1. Kuvassa 6.3 on esitetty kyseisen poikkileikkauksen mitat.



Kuva 6.3 Laskennallisessa tarkastelussa käytettävä lohkon 1 liittopoikkileikkaus L1-1

Lohkon 2 betonipoikkileikkausten korkeudeksi saadaan 400 mm. Keskimääräinen leveys oli 405 mm palkeille TP2 - TP8 (poikkileikkaus L2-1) ja palkille TP1 287 mm (poikkileikkaus L2-2). Kyseiset poikkileikkaukset on esitetty kuvassa 6.4.



Kuva 6.4 Laskennallisessa tarkastelussa käytettävät lohkon 2 liittopoikkileikkaukset L2-1 ja L2-2

On toki huomattava, että poikkileikkaus L2-2 ei täysin edusta lohkon 2 teräspalkin TP1 rakennetta, sillä todellisuudessa palkki oli huomattavasti lähempänä reunaa, kuin poikkileikkauksessa. Lisäksi teräspalkin laipasta oli sahattu hieman pois lähempänä toista tukea. Tässä tapauksessa poikkileikkauksella L2-2 onkin pyritty jossain määrin kuvaamaan reunan sahauksen vaikutusta jäykkyyteen. Lähellä murtoa todellinen jäykkyys todennäköisesti oli paljon pienempi, kun kyseinen palkki ei toiminut kovin hyvin liittorakenteena.

### 6.1.2 Materiaaliominaisuudet

Ensisijaisesti betonin lujuutena käytetään kullekin lohkolle mitattuja lujuuden keskiarvoja ja materiaaalimallina kappaleessa 2.2 esitettyä eurokoodin mukaista epälineaariseen rakenneanalyysin tarkoitettua jännitys-venymäyhteyttä. Yksinkertaistetuissa kimmoisissa tarkasteluissa käytetään eurokoodin mukaisesti laskettua keskimääräistä kimmokerrointa. Kimmoista ja epälineaarista materiaaalimallia laajennetaan veto- puolelle käyttämällä eurokoodin mukaista betonin vetolujuutta.

Teräkselle käytetään bi-lineaarista jännitys-venymäyhteyttä, jossa jännitys nousee venymän lisääntyessä kimmokertoimen  $E_s = 210 \text{ GPa}$  suhteessa myötörajalle asti. Myötörajan ylityksen jälkeen teräksen jännitys pidetään vakiona. Suhteellisuusrajaa tai myötölujittumista ei huomioida.

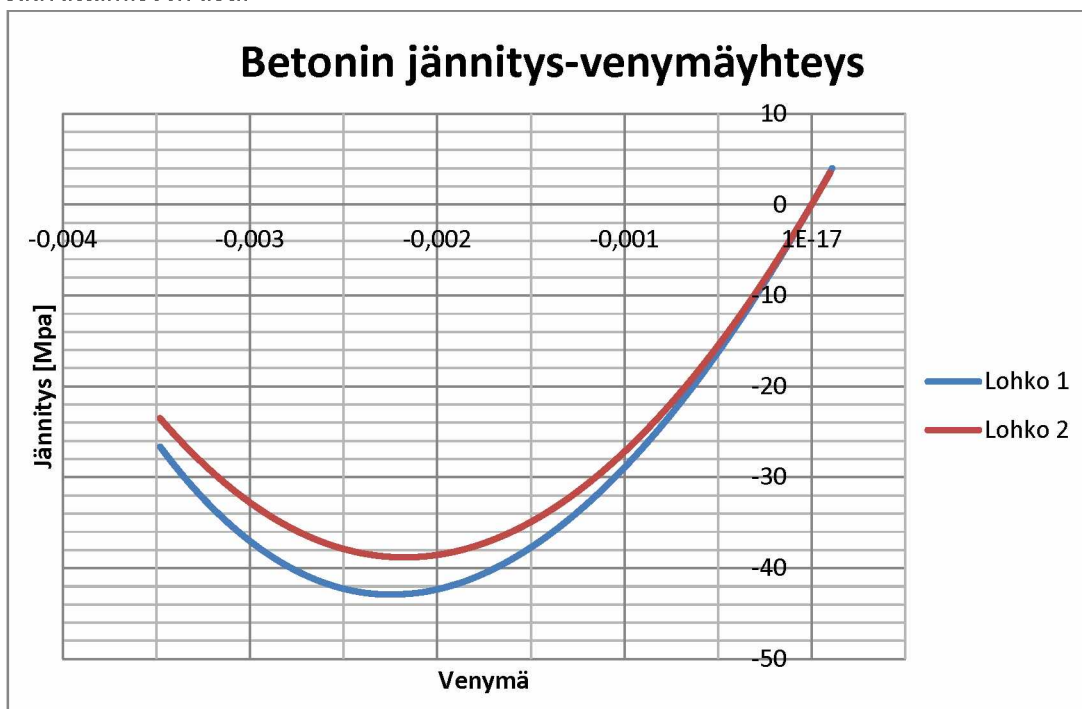
Lohkon 1 keskimääräinen teräksen myötölujuus oli 280,3 MPa ja betonin keskimääräinen murtolujuus 42,9 MPa. Lohkon 2 keskimääräinen teräksen myötölujuus oli 300,6 MPa ja betonin keskimääräinen murtolujuus 38,8 MPa. Käyttäen mitattuja betonin lujuuksia ja kappaleen 3 kaavoja saadaan lohkon 1 betonille taulukon 6.1 mukaiset materiaaliominaisuudet.

Taulukko 6.1 Keskimääräisen puristuslujuuden ja standardien SFS EN-1992-1-1 ja EN 13791:2007 mukaan määritetyt betonin lujuusominaisuudet

Betonin lujuusominaisuudet	Lohko 1	Lohko 2
Keskimääräinen puristuslujuus, $f_{cm}$ [MPa]	42,9	38,8
Ominaispuristuslujuus, $f_{ck}$ [MPa]	36,9	30,4
Keskimääräinen vetolujuus, $f_{ctm}$ [MPa]	3,32	2,92
Keskimääräinen taivutusvetolujuus, $f_{ctm,fl}$ [MPa]	3,99	3,50
Keskimääräinen kimmokerroin, $E_{cm}$ [GPa]	34,10	33,00

Teräkselle saadaan laskettua ominaismyötölujuudet käyttämällä taulukossa 4.2 esitettyjä keskihajonnan arvoja. Kyseinen myötölujuuden 5 % fraktiili saadaan määriteltä vähentämällä normaalijakauman keskiarvosta jakauman 1,96-kertainen keskihajonta. Täten lohkon 1 teräksen ominaismyötölujuus olisi 264,0 MPa ja lohkon 2 291,4 MPa.

Käyttämällä edelleen keskimääräistä puristuslujuutta saadaan kuvan 6.5 mukaiset materiaaalimallit lohkojen betonille. Vetolujuuden huomioon ottamiseksi kaavan 3.2 mukaisia jännitys-venymäyhteyksiä on jatkettu myös vedon puolelle vetolujuuden saavuttamiseen asti.



Kuva 6.5 Standardin SFS EN-1992-1 epälineaarisen betonin materiaaalimallin ja mitatun keskimääräisen betonin puristuslujuuden perusteella määritellyt betonin jännitys-venymäyhteydet

### 6.1.3 Kimmoinen taivutusjäykkyys ja jäykkäplastinen momenttikestävyys

Kappaleessa 3 esitettiin menetelmä, jolla teräspalkkibetonisen liittorakenteen kimmoisen taivutusjäykkyyden voi laskea. Käyttäen kyseistä menetelmää ja edellisessä kappaleessa esitettyjä poikkileikkaussuureita, saadaan laskettua taivutusjäykkyydet lohkojen eri osille ja täten myös koko lohkolle.

Käytetään täysin kimmoisia materiaaliominaisuuksia, jolloin betonin kimmokertoimenä käytetään taulukossa 6.1 esitettyä keskimääräistä arvoa ja teräkselle käytetään arvoa 210 GPa. Taivutusjäykkyyydet lasketaan molempien lohkojen erityyppisille poikkileikkauksille ja koko lohkon taivutusjäykkyyden käsitetään sitten olevan näiden osien summa. Tämä ei tietenkään täysin päde laattamaiselle rakenteelle, mutta kyseinen valinta tehdään laskennan yksinkertaistamiseksi. Taivutusjäykkyys lasketaan siten, että betonin vetolujuutta ei oteta huomioon ja siten että muutkin kappaleessa 3 esitetyt ehdot toteutuvat. Korroosiovähennystä ei yksinkertaistuksen vuoksi käytetä. Laskenta on esitetty liitteissä 1 ja 2.

Poikkileikkaukselle L1-1 taivutusjäykkyydeksi saadaan 28,9 MNm<sup>2</sup> joten kokonaistaivutusjäykkyydeksi tasaisessa pääsuunnan taivutuksessa lohkolle 1 saadaan 288,9 MNm<sup>2</sup>. Poikkileikkauksen kimmainen neutraaliakseli oli teräspalkin uuman alueella (120 mm yläpinnasta). Poikkileikkauksen jäykkäplastinen taivutuskestävyys on 239,5 kNm, jolloin plastinen neutraaliakseli oli teräspalkin laipan alueella, mutta lähellä betonin ja teräksen rajapintaa (83,3 mm yläpinnasta). Poikkileikkauksen plastinen leikkauskestävyys oli 353 kN, kun vain teräspalkki otetaan huomioon.

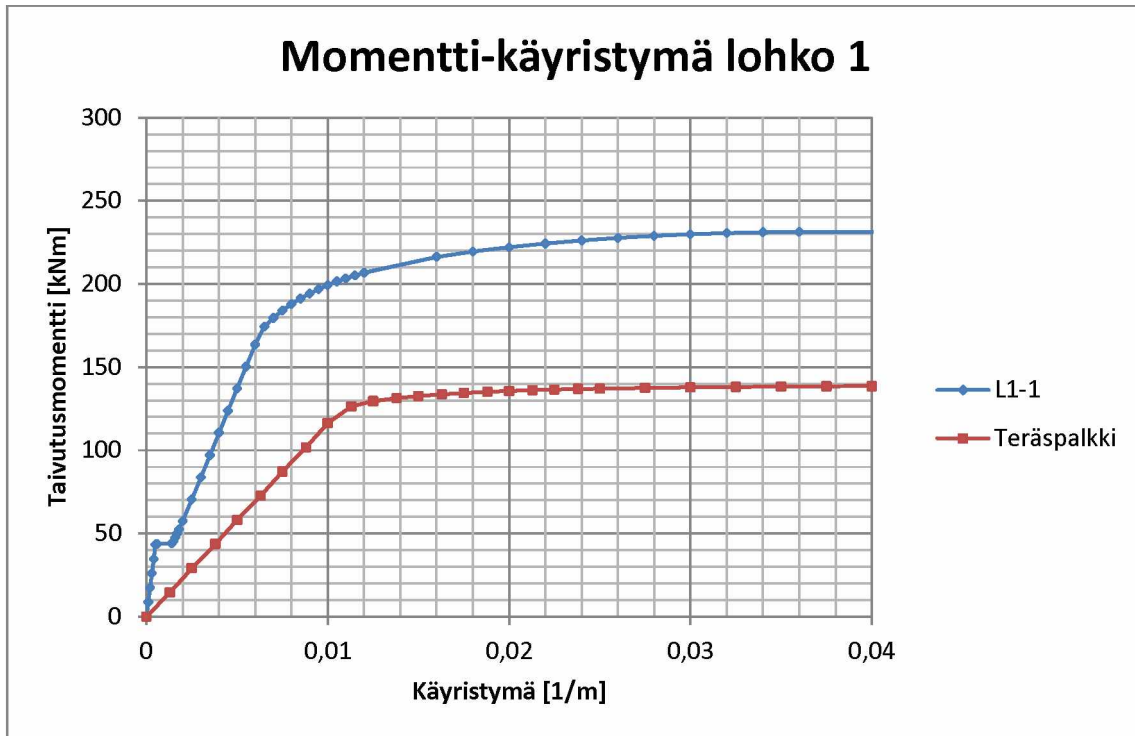
Poikkileikkaukselle L2-1 taivutusjäykkyydeksi saadaan 28,7 MNm<sup>2</sup> ja L2-2:lle 26,0 MNm<sup>2</sup>, joten kokonaistaivutusjäykkyydeksi tasaisessa pääsuunnan taivutuksessa lohkolle 2 saadaan 226,5 MNm<sup>2</sup>. Molemmissa tapauksissa kimmainen neutraaliakseli oli uuman alueella (120,9 mm ja 133,4 mm yläpinnasta). Poikkileikkauksen L2-1 plastiseksi taivutuskestävyydeksi saadaan 247,9 kNm, jolloin plastinen neutraaliakseli on teräspalkin ylälaipassa (85,9 mm yläpinnasta). Poikkileikkauksen plastinen leikkauskestävyys oli 379 kN, kun vain teräspalkki otetaan huomioon.

#### 6.1.4 Momentti-käyristymäyhteydet

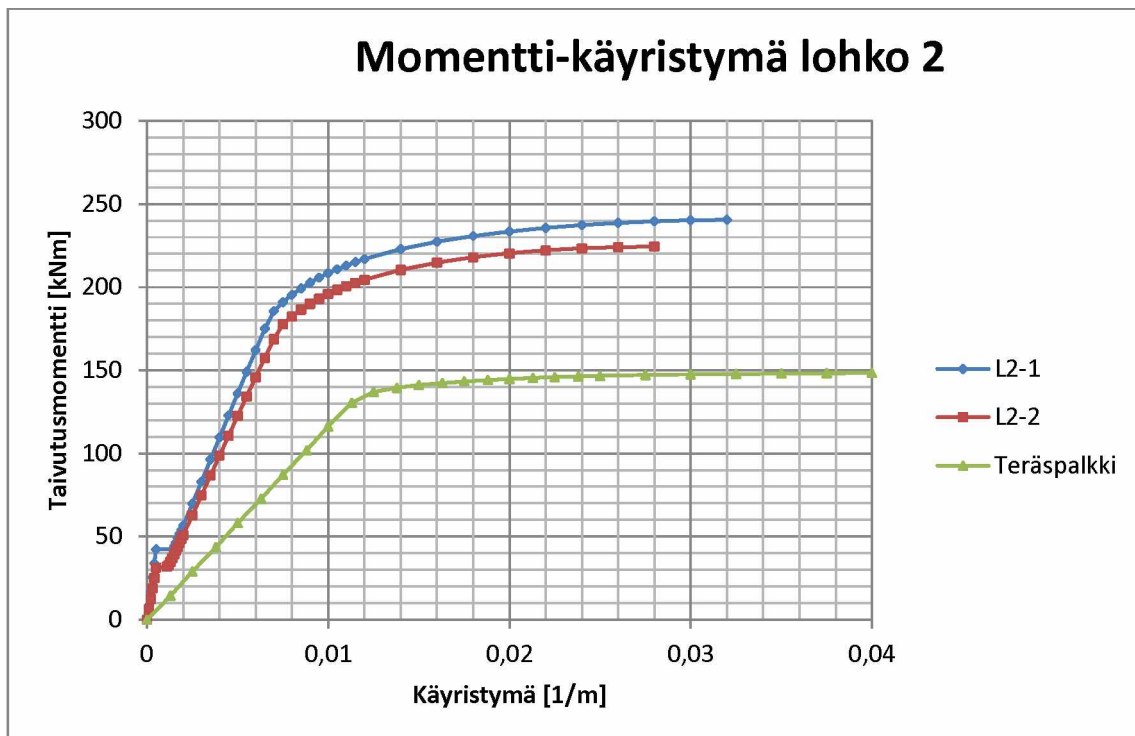
Lasketaan momentti-käyristymäyhteydet kappaleessa 6.1.1 esitetyille poikkileikkauksille L1-1, L2-1 ja L2-2. Käytetään laskentamenetelmänä kappaleessa 3.3.1 esitettyä numeeriseen ratkaisuun perustuvaa menetelmää. Lohkon 1 poikkileikkauksen L1-1 momentti-käyristymäyhteyden laskenta on esitetty liitteessä 3. Kaikkien poikkileikkausten momentti-käyristymäyhteyden määrittämiseksi tehdyt laskut ovat hyvin samankaltaisia, joten muita laskelmia kuin liitteessä 3 oleva ei esitetä.

Kuvassa 6.6 on esitetty L1-1:n ja kuvassa 6.7 L2-1:n ja L2-2:n momentti-käyristymäyhteys. Kuviin on piirretty myös pelkän teräspalkin momentti-käyristymäyhteys molemmilla lohkoilla. Tällöin laskennassa betonin lujuus on oletettu nollassa.





Kuva 6.6 Lohkon 1 laskennallinen momentti-käyritymäyhteys liittopoikki-leikkaukselle L1-1 ja pelkälle teräspalkille



Kuva 6.7 Lohkon 2 laskennallinen momentti-käyritymäyhteys liittopoikki-leikkauksille L2-1 ja L2-2 sekä pelkälle teräspalkille

Koska betonin vetolujuus otettiin huomioon laskennassa, nähdään pienillä taivutusmomentin arvoilla käyritymässä äkillinen muutos, joka johtuu betonin halkeamisesta alareunasta. Käyrän kaareva loppuosa kuvaa teräksen myötämistä, kunnes betoni yläpinnasta murtuu ja suurempaa momenttia ei voida enää saavuttaa, ellei otettaisi teräksen myötölujittumista huomioon. Taulukkoon 6.2 on kirjattu laskelmien perusteella saadut halkeilleen ja halkeilemattoman poikkileikkauksen jäykkyydet sekä suu-

rin saavutettu taivutusmomentti. Halkeilleen poikkileikkauksen taivutusjäykkyyden arvo on määritetty käyrältä halkeamisen jälkeen ja ennen myötöä. Taulukosta nähdään, että lasketut jäykkyydet vastaavat hyvin yksinkertaistetulla mallilla laskettuja mutta taivutuskestävyydet jäävät vähän alhaisemmiksi kuin jäykkäplastisella mallilla laskettuna. Syynä on todennäköisesti se, että momentti-käyristymäyhteyden kautta laskettuna neutraaliakselin läheisyydessä olevat jännitykset eivät ylitä myötörajaa niin kuin jäykkäplastisessa mallissa.

*Taulukko 6.2 Poikkileikkausten momentti-käyristymäyhteyden perusteella määritetyt poikkileikkausarvot*

Poikkileikkaus	$M_u$ [kNm]	$EI_o$ [MNm <sup>2</sup> ]	$EI$ [MNm <sup>2</sup> ]
PL L1-1	231	86,7	30,2 – 26,8
PL L2-1	241	84,6	29,4 – 26,9
PL L2-2	224	62,8	27,4 – 24,1
L1 pelkkä teräspalkki	140	-	11,6
L2 pelkkä teräspalkki	150	-	11,6

### 6.1.5 Herkkyystarkastelu

Taulukossa 6.3 on esitetty kuinka paljon kunkin lähtötiedon muuttaminen vaikuttaa halkeilleen tilan jäykkyyteen ja murtomomenttiin. Taivutusjäykkyyttä on verrattu haljenneen tilan alkupään arvoihin (n. taivutusmomentilla 1/3 taivutuskestävyydestä). On huomioitava, että taulukon tulosten suora yhteenlasku ei toimi koska käytetty malli on epälineaarinen. Suureiden muutosten suuruudet on valittu rakenteesta tehtyjen havaintojen mittausten perusteella. Suuret eivät edusta mitään tiettyä esiintymistodennäköisyyttä ja ne edustavat karkeasti arvojen suurimpia ja pienimpiä arvoja yhden poikkileikkauksen kohdalla.

*Taulukko 6.3 Poikkileikkausten momentti-käyristymäyhteyden perusteella määritetyt poikkileikkausarvot*

Ominaisuus	Muutos	L1-1		L2-1	
		$M_u$ [kNm]	$EI$ [MNm <sup>2</sup> ]	$M_u$ [kNm]	$EI$ [MNm <sup>2</sup> ]
Betonin lujuus $f_{cm}$	+10 MPa	+10	+0,9	+10	+0,8
	-10 MPa	-12	-1,3	-15	-1,0
Teräksen myötölujuus $f_y$	+20 MPa	+12	0,0	+12	0,0
	-20 MPa	-14	0,0	-14	0,0
Ruostevähennys	+1 mm	-9	-1,0	-9	-1,3
	-1 mm	+8	+1,4	+8	+1,2
Alalaipan etäisyys alapinnasta	+10 mm	-11	-1,6	-13	-2,1
	-10 mm	+12	+2,2	+12	+2,2
Poikkileikkauksen korkeus $h_c$	+15 mm	+19	+3,3	+19	+3,3
	-15 mm	-18	-2,5	-19	-3,0
Poikkileikkauksen leveys $b_c$	+50 mm	+5	+1,2	+8	+1,1
	-50 mm	-7	-0,8	-10	-1,3

Taulukosta nähdään, että molempien poikkileikkausten taivutuskestävyydet ovat herkkiä pystysuuntaiselle geometrian muutoksille. Pystysuuntaiseen geometriaan myös liittyy lohkojen mittaamisessa eniten epävarmuutta betonin epätasaisuudesta ja teräspalkkien sijainnista johtuen.

### 6.1.6 Leikkausvoiman vaikutus

Leikkausvoima saattaa pienentää rakenteen momenttikapasiteettia, jos se on yli puolet teräspalkin plastisesta leikkaukskapasiteetista standardin SFS 1994-1-1 mukaan. Lasketaan poikkileikkausten momenttikestävyydet olettaen, että leikkausvoiman arvo on  $0,75 \cdot V_{pl,Rd}$ , jolloin eurokoodin (SFS –EN 1994-1-1) mukaisesti uuman myötölujuutena käytetään poikkileikkauksen taivutuskestävyyttä laskettaessa pienennettyjä arvoja, jotka lasketaan seuraavasti:

$$\rho = \left( \frac{2 \cdot 3}{4} - 1 \right)^2 = 0,25 \quad (6.1)$$

$$f_{yk,red} = (1 - \rho) f_{yk} \quad (6.2)$$

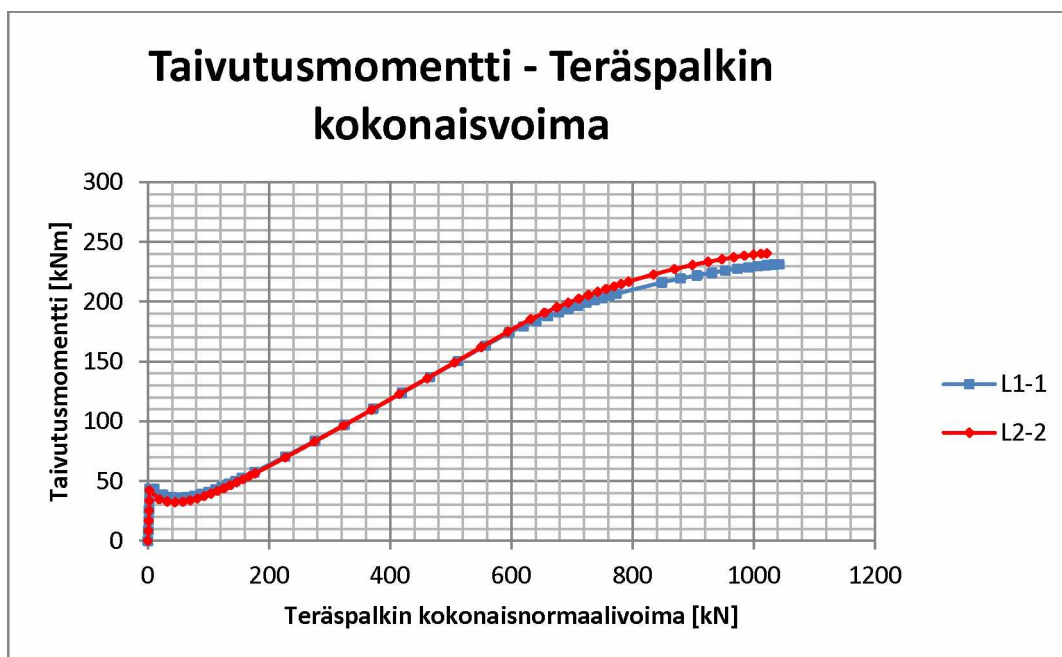
Tällöin uuman teräksen myötölujuus ja poikkileikkauksen vastaavat taivutuskestävyydet ovat seuraavat:

- L1-1:  $f_{yk,L1,red} = 210,2 \text{ MPa}$  ja  $M_u = 211 \text{ kNm}$
- L2-1:  $f_{yk,L2,red} = 225,5 \text{ MPa}$  ja  $M_u = 221 \text{ kNm}$

Vähennys momenttikapasiteetissa oli täten molemmissa tapauksissa hieman alle 9 % siitä kestävydestä mikä poikkileikkauksella on, kun leikkausvoiman vaikutusta ei oteta huomioon.

### 6.1.7 Leikkausvuon kehittyminen

Lasketaan teräksen normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteydet poikkileikkauksille L1-1 ja L2-1. Yhteyttä voidaan käyttää määrittämään teräksen ja betonin välinen leikkausvuon, kun tiedetään tarkastellun poikkileikkauksen taivutusmomentti ja leikkausjänniteen pituus, eli etäisyys joka tarkastellusta poikkileikkauksesta on tukilinjalle. Kuvaan 6.8 on piirretty poikkileikkausten teräspalkissa vaikuttavan kokonaisnormaalivoiman ja taivutusmomentin yhteys.



Kuva 6.8 Poikkileikkausten L1-1 ja L2-1 taivutusmomentin ja teräsprofiiliin vaikuttavan kokonaisnormaalivoiman yhteys

Kuvasta nähdään, että molempien poikkileikkausten teräspalkin pituussuuntaisen normaalivoiman kehittyminen on melko samanlaista taivutusmomentin kasvaessa. Käsiteltäessä useasta poikkileikkauksesta koostuvana kokonaisuutena, halkeamien välillä vaikuttava betonin ja teräksen tartunta vähentäisi teräspalkin normaalivoimaa lasketusta (vetojäykistysvaikutus). Lisäksi teräspalkin ja betonin välillä tapahtuva liukuma myös pienentäisi leikkausvuota kimmoisalla alueella, kun sisäinen taivutusmomentti muodostuisi enemmän pelkän teräsprofiilin taivutuksesta. Jos liukumasta huolimatta teräksen ja betonin välinen tartunta pystyisi välittämään riittävän pituussuuntaisen voiman plastisen taivutuskestävyyden saavuttamiseksi, lähestyisi teräspalkin normaalivoima sen plastista normaalivoimakestävyyttä (n. 1500 kN).

Määritellään poikkileikkauksille niihin vaikuttavan pystysuuntaisen leikkausvoiman ja leikkausvuon suhde käyttämällä kappaleen 3.2.4 kaavaa 3.33 ja liitteiden 1 ja 2 taivutusjäykkyyden laskelmissa esitettyjä liittovaikutuskertoimia ja rakenneosien neutraaliakselien etäisyyksiä. Kyseisellä tavalla saadut arvot pätevät lineaarisesti kimmoisassa tapauksessa, kuten rakenteen käyttörajatilassa. Käytetyt lähtöarvot ja niiden perusteella saatu leikkausvuon ja leikkausvoiman suhde on esitetty taulukossa 6.4.

*Taulukko 6.4 Liittopoikkileikkauksessa vaikuttavan leikkausvoiman ja rakenteen leikkausvuon suhde yksinkertaistetun mentelmän kautta laskettuna*

	Poikkileikkaus L1-1	Poikkileikkaus L2-1
Liittovaikutuskerroin, $\alpha$	1,06	1,04
Osien neutraaliakselien välinen etäisyys, $e$	0,1491 m	0,1485 m
Leikkausvuon ja leikkausvoiman suhde, $t/Q$	3,45	3,43

Käyttäen kappaleessa 3.2.4 esitettyä kaavaa 3.34 saadaan määriteltä yhdelle teräspalkin ja betonin muodostamalle liittopoikkileikkaukselle leikkausvuon käyttörajatilan raja-arvo. Käytetään esitettyä tartuntajännityksen maksimiarvoa 0,7 MPa ja edellä esitettyä teräspalkin mittoja. Leikkausvuon raja-arvoksi  $t_{\max}$  saadaan 473 kN/m.

## 6.2 Poikkisuunnan ominaisuudet

Tarkastellaan rakennetta poikkisuunnassa teräsbetoni-laattana, joka on raudoitettu ylä- ja alapinnastaan. Tehtyjen havaintojen perusteella teräspalkkien alapuolella betonissa oli pitkittäisiä halkeamia jo alun perin ja lisäksi teräspalkkien venymäantureita varten betonia oli poistettu alapinnasta. Lasketaan täten siis poikittaiset halkeamattoman tilan ominaisuudet käyttäen rakenteen korkeutena sitä etäisyyttä, joka teräspalkin alapinnasta on betonirakenteen yläpintaan eli n. 340 mm. Betonin materiaaliominaisuudet ovat samat kuin pituussuunnassa. Teräksissä otetaan huomioon terästen korroosio ja terästen myötölujuutena käytetään kirjallisuudessa esitettyä arvoa 280 MPa. Molemmissa lohkoissa oli poikkisuuntaisena raudoituksena T12 k200, jonka pyörötankojen poikkileikkauksesta oli ruostunut keskimäärin pois n. 50 %. Käytetään pyöröterästen keskiön etäisyytenä laatan alapinnasta arvoa 50 mm.

Taivutusjäykkyys täysin halkeilemattomana (metriä kohden) lasketaan pelkän betonipoikkileikkauksen hitausmomentin ja betonin keskimääräisen kimmokertoimen kautta. Halkeilleen poikkileikkauksen jäykkyys, taivutuskestävyys ja leikkauskestä-

vyys lasketaan kappaleessa 3 esitetyillä kaavoilla. Liitteessä 3 esitetyn laskennan tuloksena saadaan taulukon 6.5 mukaiset arvot.

*Taulukko 6.5 Rakenteiden poikittaissuuntaisen teräsbetoni-laatan laskennalliset ominaisuudet*

	$EI_0$ [MNm <sup>2</sup> /m]	$EI$ [MNm <sup>2</sup> /m]	$M_{halk}$ [kNm/m]	$M_u$ [kNm/m]	$V_{co}$ [kN/m]
Lohko 1	111,5	9,9	108,7	44,1	463,9
Lohko 2	108,2	9,8	95,6	44,1	408,0

Taulukosta nähdään, että molempien lohkojen poikittainen halkeamamomentti ja jäykkyys oli huomattavasti suurempi kuin laskennallinen murtomomentti ja taivutusjäykkyys halkeilleessa tilassa. Tämä kertoo siitä, että rakenne oli aliraudoitettu ja halkeaman synnyttyä poikittaisen suunnan taivutuksessa täytyy rasiusten jakautua uudelleen hyvin voimakkaasti.

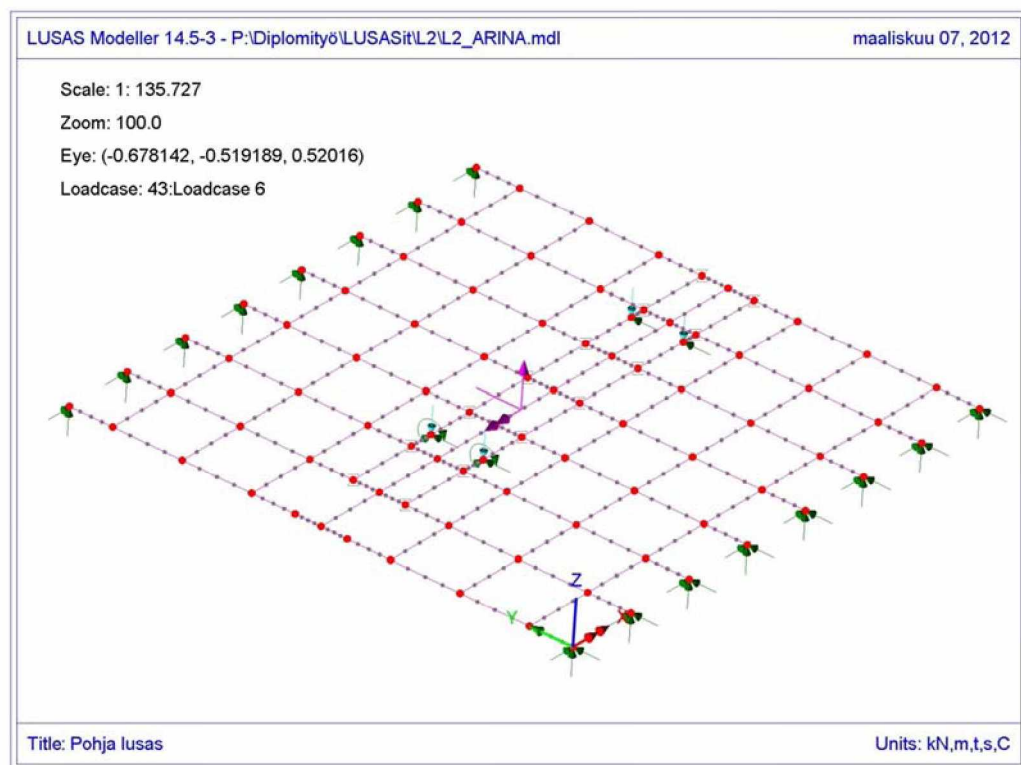
## 6.3 Ensimmäisen koekuormituksen mallinnus

### 6.3.1 Käytettävät mallit

Mallinnetaan koekuormitus palkkielementeistä koostuvalla arinamallilla LUSAS-ohjelmalla. Mallissa on seuraavat rakenteelliset osat:

- Pääsuunnan palkit, jotka ovat tuettu molemmista päistä
- Poikkipalkit, jotka kuvaavat poikkisuunnan teräsbetoni-laattaa
- Kuormituspalkit, joiden kautta kuorma välittyy pääsuunnan palkeille

Kaikki palkit mallinnetaan LUSAS:in palkkielementeillä BTS3 (thick nonlinear beam). Pääsuunnan palkkien välinen etäisyys on sama kuin aikaisemmin kappaleessa 6.1. määritetyn poikkileikkauksen L2-1 leveys eli 405 mm. Poikkisuunnan palkkien välinen etäisyys on sama kuin niiden poikkileikkauksen korkeuskin eli 400 mm. Kuormituspalkit sijoitetaan niille paikoille, jossa ne koekuormituksessa olivat ja palkit on kytketty vetoa kestävämmillä ”joint”-elementeillä niihin pääsuunnan palkkeihin, joiden päällä kuormituspalkki koekuormituksessa oli. Kaikki palkkielementit on palkkien risteyskohtien välillä jaettu neljään elementtiin. Mallia kokeiltiin myös tiheimmällä ja väljemmällä elementtiverkotuksella ja elementtiverkon tiheydellä ei vaikuttanut olevan vaikutusta lopputuloksiin. Kuvassa 6.24 on esitetty mallin geometria, tuenta, kuormitus ja elementtiverkotus.



Kuva 6.9 Lohkosta 2 tehdyn FE-mallin geometria

Pääsuunnan palkkielementtien taivutusjäykkyyden määrittämiseen käytetään materiaaliominaisuutta, jolle annetaan aikaisemmin laskettu momentti-käyritysmäyhteys. Pääsuunnan palkkien muut jäykkyysominaisuudet määritellään liittopoikkileikkauksen betoniosan perusteella. Täten taivutusjäykkyys pääakselin suhteen vastaa liittorakenteen taivutusjäykkyyden arvoa ja muut jäykkyysominaisuudet, kuten leikkausjäykkyys ja vääntöjäykkyys määritetään betonipoikkileikkauksen arvoilla.

Poikkisuunnan palkkien geometriana käytetään 0,4 leveää neliötä. Neliön muotoiselle (halkeilemattomalle)  $0,4 \times 0,4 \text{ m}^2$  poikkileikkaukselle jäyhyysominaisuudet ovat:

- Pinta-ala:  $A = 0,16 \text{ m}^2$
- Jäyhyysmomentti vahvemmassa suunnassa:  $I_y = 2,13 \times 10^{-3} \text{ m}^4$
- Jäyhyysmomentti heikomassa suunnassa:  $I_x = 2,13 \times 10^{-3} \text{ m}^4$
- Tulomomentti:  $I_{yx} = 0 \text{ m}^4$
- Vääntöjäyhyys:  $I_v = 2,25(h_c/2)^4 = 3,6 \times 10^{-3} \text{ m}^4$
- Leikkausala:  $A_{sx} = (5/6) \cdot h_c b_c = 0,133 \text{ m}^2$

Yllä olevat arvot kuvaavat halkeilematonta poikkileikkausta niin väännön kuin taivutuksenkin suhteen. Arvoja käytetään jäykkyyssarvojen kalibroinnissa kappaleessa 6.3.2. Ohjelman sisältämä poikkileikkauksuureiden laskemiseen käytettävä työkalu antaa lähes samat tulokset yllä oleviin käsin laskettuihin arvoihin verrattuna.

Kuormituspalkkien poikkileikkausgeometriana käytetään ohjelmassa valmiina olevaa HE 400 B profiilin geometriaa, jonka poikkileikkausarvot ovat samat kuin kirjallisuudessa esitetyt. Materiaaliominaisuudet ovat teräksen.

Hydraulisten tunkkien aiheuttama voima annetaan rakenteelle kuormituspalkkien kautta. Kuormituspalkeilla kummallakin on kaksi pistekuormaa, jotka kuvaavat tunkil-



ta tulevaa kuormaa. Pistekuormat on sijoitettu siten, että niiden sijainti lohkon leveyssuunnassa vastaa niiden sijaintia suhteessa rakenteen reunoihin todellisessa koekuormituksessa. Koekuormitus annetaan rakenteelle pienin portain, koska materiaalien epälineaarisuus saattaa liian suuren kuorman muutoksen seurauksena vaikeuttaa ohjelman ratkaisun etsimistä. Rakenteen omapaino annetaan palkeille viivakuormana:

- Pääsuunnan palkeille:  $g = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot h_{cb} + 0,411 \text{ kN/m} = 4,48 \text{ kN/m}$
- Kuormitusjärjestelmän painon puolikas oli noin:  $G = 78,5 \text{ kN/m}^3 \cdot (A_{kp} \cdot 2,8 \text{ m} + 2 \cdot A_{tanko} \cdot 4 \text{ m} + 4 \cdot 0,5 \cdot A_{jp} \cdot 1,2 \text{ m}) + 2 \cdot 1 \text{ kN} = 8,86 \text{ kN}$ 
  - Järjestelmän paino jaetaan mallissa tasaisena kuormana kuormituspalkille

### 6.3.2 Epäkeskeinen kuormitus

Koekuormitusten mittaustuloksia käsiteltiin siten, että epäkeskeisen kuormituksen taipumia verrattiin käyttötilan kuormatason 3 taipumiin, jolloin rakenteessa oli jo tapahtunut selvää jäykkyyden alenemista pääsuunnan halkeilun seurauksesta (ks. taulukko 5.2). Mallinnetaan tehtyyn arinamalliin näitä kuormituksia vastaavat kuormitustapaukset, joita voidaan verrata kokeista saatuihin tuloksiin.

Koska epäkeskeisen kuormituksen aiheuttama momentti ei ylitä laskennassa halkeamamomenttia laatan keskellä, ei laatan jäykkyys pääsuunnassa ole sama eri analyyksien kesken. Täten mallinnetaan laatan keskikohdasta kolmen keskimmäisen poikkipalkin välinen alue pääsuunnassa palkkielementeillä, joiden momentti-käyritysmäyhteydessä ei ole otettu huomioon betonin vetolujuutta.

Suoritetaan ensin analyysi kaikkien pistevoimien vaikuttaessa kokonaiskuormalla 762 kN, jonka jälkeen poistetaan kuormat reunalta R1 ja suoritetaan laskenta kokonaiskuormalla 293 kN jolloin saadaan selville taipumien suhteet eri kuormitustavoilla. Mallinnetaan tapaus usealla eri mallilla siten, että vaihdellaan eri rakenneosien jäykkyyttä taulukon 6.6 mukaisesti.

*Taulukko 6.6 Poikkileikkausten vääntöjäykkyyden ja poikittaisen taivutusjäykkyyden kalibroimiseen käytetyt mallit*

	Malli 1	Malli 2	Malli 3	Malli 4
<b>Pääsuunnan vääntöjähyys</b>	1	1	0,5	0,5
<b>Poikittainen vääntöjähyys</b>	1	0,5	1	0,5
<b>Poikittainen taivutusjähyys</b>	1	0,5	1	0,5

FE -mallista poimitaan solmusiirtymät pystysuunnassa vastaavista kohdista missä koekuormituksessa mitattiin taipumaa. Analyysien tulokset on esitetty taulukossa 6.7.

Taulukko 6.7 Tasaisen ja epäkeskeisen kuormitusten aiheuttamat laskennalliset taipumat eri malleilla

Poikkisuunta		Kuorma kaikilta tunkeilta ( $F=762$ kN), taipumat [mm]	Kuorma vain toisen reunan tunkeilta ( $F=293$ kN) taipumat [mm]	Taipumien suhde
Malli 1	T12	1,655	0,784	0,47
	T22	1,554	0,544	0,35
	T32	1,357	0,285	0,21
Malli 2	T12	1,724	0,844	0,49
	T22	1,596	0,551	0,35
	T32	1,339	0,235	0,18
Malli 3	T12	1,726	0,820	0,48
	T22	1,600	0,548	0,34
	T32	1,367	0,256	0,18
Malli 4	T12	1,757	0,897	0,51
	T22	1,594	0,558	0,35
	T32	1,287	0,194	0,15

Koekuormituksen vastaavat suhdeluvut olivat seuraavat:

- $T_{12} = 0,52$
- $T_{22} = 0,31$
- $T_{32} = 0,22$

Taulukosta 6.7 nähdään, että paras vastaavuus koekuormitusten tulosten kanssa saavutettiin, kun arinamallin kaikille palkkielementeille käytettiin täysin halkeilemattoman poikkileikkauksen arvoja. On kuitenkin huomattava, että yllä oleva analyysi laatan poikkileikkauksen jäykkyydelle saattaa olla hyvinkin epätarkka johtuen monista taipumiin vaikuttaneista tekijöistä, joita ei ole täydellisesti otettu huomioon. On myös todennäköistä, että poikittainen jäykkyys muuttui murtokuormituksen aikana halkeilun kehityttyä rakenteessa. Lisäksi täytyy huomioda, että arinamalli ei välttämättä kuvaa laatan toimintaa kovin hyvin. Parhaan vastaavuuden vuoksi käytetään rakennetta analysoidessa poikittaisten arinapalkkien vääntö- ja taivutusjäykkyytenä sekä pääsuunnan vääntöjäykkyytenä täysin halkeilemattoman betonipoikkileikkauksen arvoja.

### 6.3.3 Pysyvät muodonmuutokset käyttötilan kuormituksilla

Käyttötilan koekuormituksissa havaittiin, että aina kuormatason noston jälkeen rakenteeseen jäi pysyviä muodonmuutoksia. Syyksi oletettiin taivutusjäykkyyden laskemisen ja rakenteen oman painon sekä kuormitusjärjestelmän painon yhteisvaikutus. Taulukkoon 6.8 on laskettu arinamallin omien painojen aiheuttamien taivutusmomenttien ja poikkileikkauksen momentti-käyritysten perusteella rakenteen teräksen ja betonin venymät ja rakenteen taipumat käyttämällä laatan keskellä palkkielementtejä joissa ei ole otettu huomioon betonin vetolujuutta.

*Taulukko 6.8 FE-analyysin perusteella lasketut muodonmuutokset rakenteessa rakenteiden ja kuormitusjärjestelmän omasta painosta, kun betonin veto-  
lujuutta ei ole otettu huomioon jännevälin keskellä*

	Betonin puristumat	Teräksen venymät	Taipumat
Reuna R1	$-2,7 \cdot 10^{-5}$	$5,0 \cdot 10^{-5}$	0,140 mm
Keskellä	$-2,6 \cdot 10^{-5}$	$4,9 \cdot 10^{-5}$	0,140 mm
Reuna R2	$-2,8 \cdot 10^{-5}$	$4,5 \cdot 10^{-5}$	0,137 mm

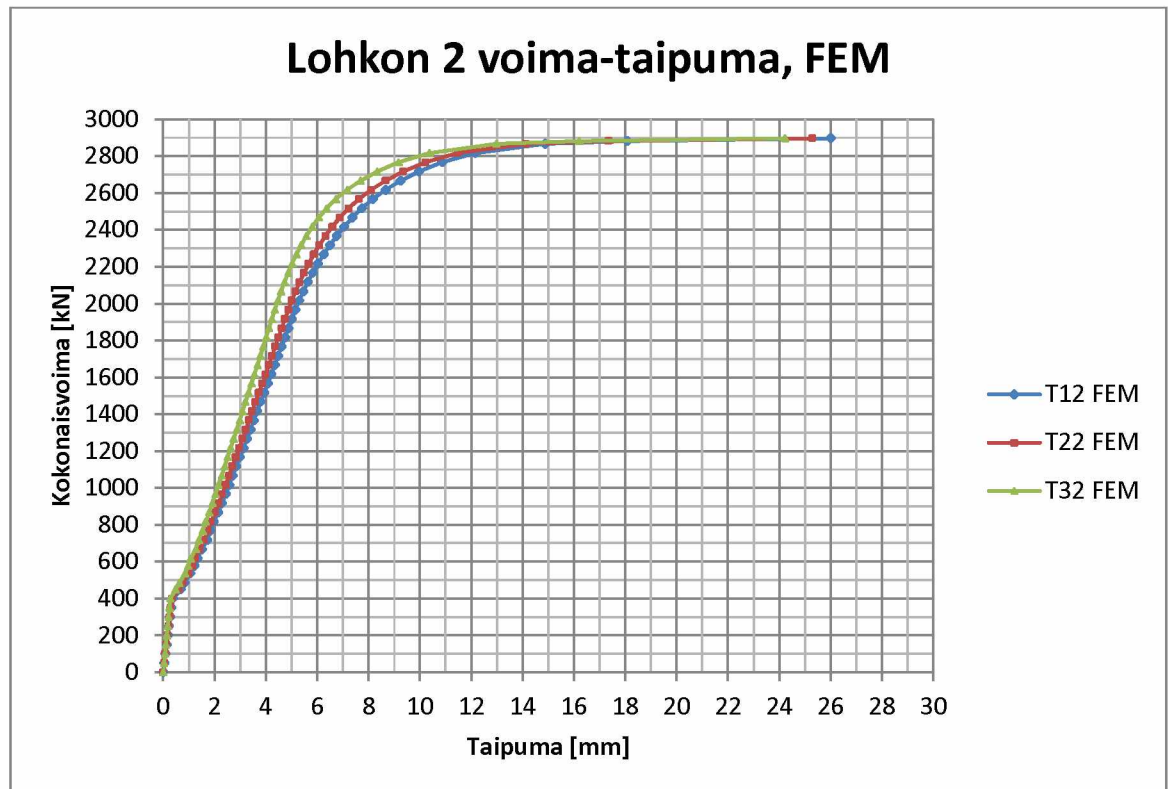
Taulukosta nähdään, että tulokset ovat samansuuntaisia kuin koekuormituksessa havaitut (ks. taulukko 5.1). Otettaessa huomioon, että pidettäessä muodonmuutosten nollakohtana halkeamattoman tilan muodonmuutoksia, tulisi laskennallisesti saata-  
vat tulokset olla suurempia kuin koekuormituksessa havaitut pysyvät muodonmuu-  
tokset. Halkeamattoman tilan ja halkeilleen tilan välisiin eroihin vaikuttaa kuitenkin  
vaikeasti huomioon otettavat seikat, kuten rakentamistapa ja geometrian paikallinen  
vaihtelu, että mittausten/laskennan tarkkuus ei ole riittävä näin pienillä kuormilla.

#### 6.3.4 Murtokuormitus

Rakenteen koekuormituksessa rakennetta kuormitettiin portaittain kokonaisvoimaa  
nostamalla kunnes rakenne ei pystynyt enää kantamaan suurempaa kuormaa. Koe-  
kuormituksessa tarkasteltiin rakenteen taipumia sen alapinnasta ja rakenteen muo-  
donmuutoksia sekä betonissa että teräksessä eri kohdissa rakennetta. Tarkastellaan  
samoja suureita myös rakenteesta tehdystä arinamallista, jotta pystytään tarkastele-  
maan kuinka hyvin käytetty malli simuloi rakenteen todellista käyttäytymistä.

Arinamallin geometria, käytettävät poikkileikkaukset sekä materiaaalimallit on esitetty  
edellisissä kappaleissa. Kuormitus rakenteelle tehdään käytettävässä ohjelmassa  
sitä, että ensin lisätään rakenteen oman painon ja kuormitusjärjestelmän painon  
vaikutukset rakenteelle, jonka jälkeen kuormaa kasvatetaan kuormituspalkkien väli-  
tyksellä lähtökohtaisesti 50 kN portaissa. Ohjelma itse säätelee kuormitusportaan suu-  
ruutta riippuen kuinka monella laskentayrityksellä kukin kuormitusporras saadaan  
ratkaistua. Rakenteen omapaino otetaan huomioon sen vuoksi, että rakenteen rasi-  
tustasot vastaisivat todellisuutta. Koska koekuormituksessakin seurattiin muodon-  
muutoksia kuormituksen kokonaisvoiman suhteen, eikä omanpainon vaikutuksia voitu  
ottaa huomioon, täytyy myös laskennallisen tarkastelun tuloksissa omapaino jättää  
huomiotta voima-muodonmuutosyhteyksiä tarkasteltaessa. Analyysi suoritetaan si-  
ten, että materiaaalimallina käytetään betonin-vetolujuuden huomioon ottavaa mo-  
mentti-käyritysmäyhteyttä, jolloin laskennallisia tuloksia voidaan vertailla myös, kun  
rakenne oli halkeilemattomassa tilassa.

Kuvassa 6.10 on esitetty mallinnuksen tuloksena saatu voima-taipumayhteys pisteis-  
sä, jotka vastasivat koekuormituksen jännevälin keskilinjän taipumamittauspisteitä.  
Kuvasta nähdään, että rakenteen jäykkyys alenee tasolla 500 kN halkeilumomentin  
ylityksestä johtuen ja rakenteen rajakuorma (murtokuorma) saavutetaan tasolla  
2900 kN, jolloin taipuma alkaa kasvamaan nopeasti verrattuna lisättyyn kuormaan.

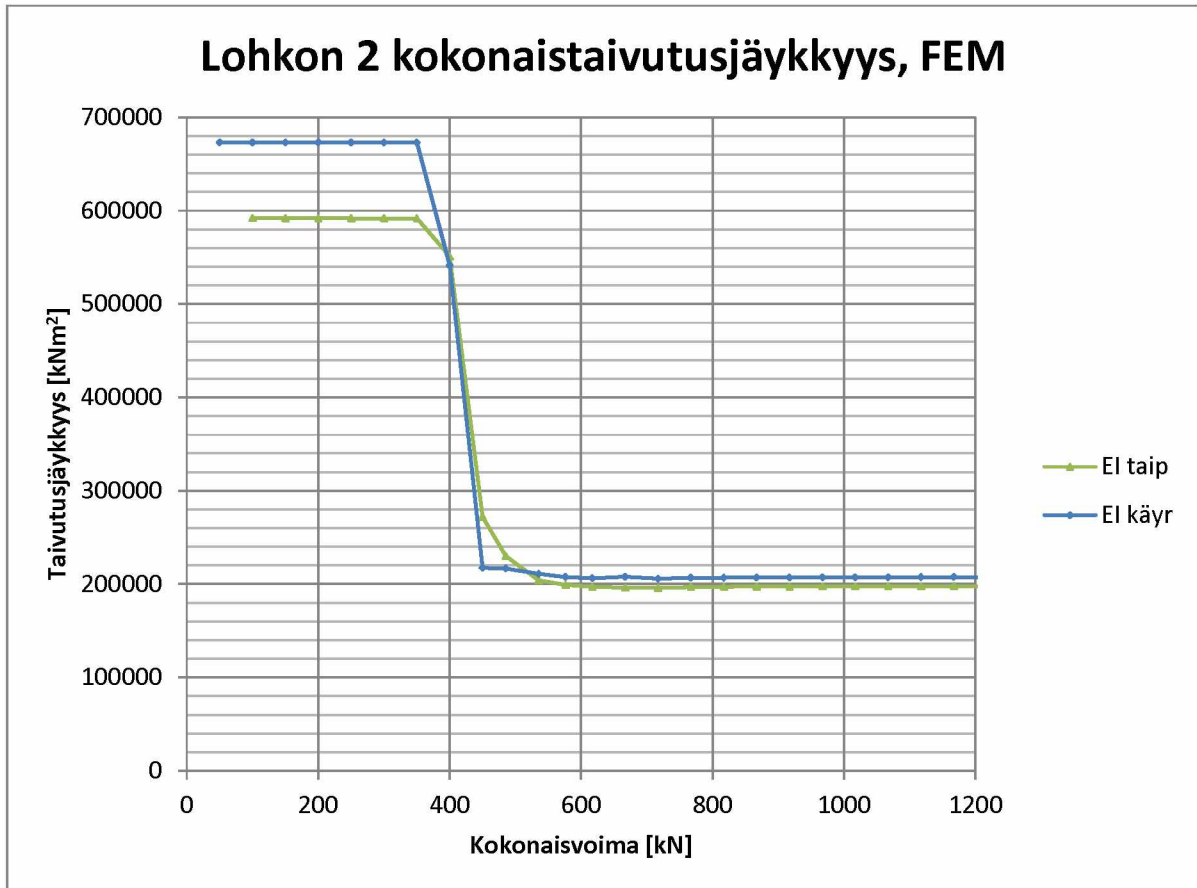


Kuva 6.10 Lohkon 2 laskennallinen voima-taipumayhteys FE-analyysin perusteella

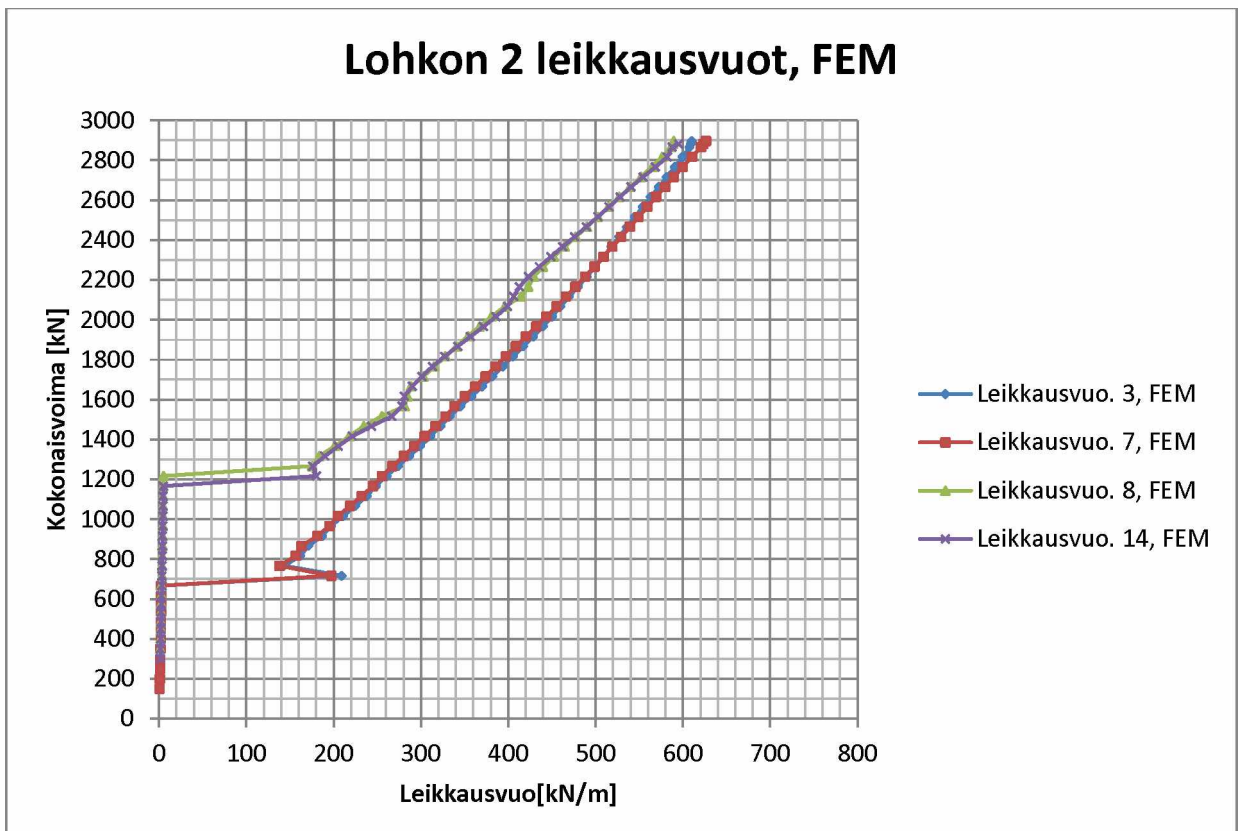
Tarkastelemalla mallin pääsuunnan palkkien leikkausvoimia lähellä laatan keskikohdasta nähdään, että  $0,5 \cdot V_{pl,Rd}$  (190 kN) ylittyi palkeissa TP3 – TP8 analyysin aikana. Suurimmillaan leikkausvoima oli palkissa TP8, n. 203 kN. Ylityksellä ei kuitenkaan ole juurikaan merkitystä taivutuskestävyyteen, sillä laskennallisestikin vaikutus uuman teräksen myötölujuuteen olisi n. puoli prosenttia.

Ottamalla mallista keskilinjain taipumien lisäksi taipumat solmupisteistä, jotka vastasivat koekuormituksessa taipumia pisteistä T11, T21, T31, saadaan kappaleessa 5.2.3 esitettyjä kaavoja käyttäen laskettua mikä on rakenteen näennäinen jäykkyys eri kuormatasoilla. Samaan tapaan saadaan mallista poimittua myös käyritysmäiset solmuista, jotka vastasivat mittapisteitä 1, 9 ja 15 koekuormituksessa. Kuvaan on piirretty FE –analyysin taipumaeron ja käyritysmän kautta lasketut näennäiset lohkon kokonaisjäykkyydet. Huomattava on, että käytetyissä kaavoissa on käytetty 700 mm matkalle jaettua kuormaa, kun taas mallissa kuorma jaettiin kuormituspalkilta suoraan pääsuunnan palkeille.

Laskennallisen leikkausvuon määrittämiseksi poimitaan FE -mallista taivutusmomentin arvot niistä pisteistä joissa koekuormituksessa mitattiin teräspalkin ylä- ja alapinnan venymää. Kun taivutusmomentin ja kuormituksen kokonaisvoiman suhde on selvillä mallista, käytetään kappaleessa 6.1.5 laskettua taivutusmomentin ja normaalivoiman suhdetta määrittämään leikkausvuon leikkausjänniteellä. Tällöin leikkausvuon määrittäminen tehdään samalla tavalla kuin koekuormitusten tuloksista tehtiin. Näin määritetyt leikkausvuot on esitetty kuvassa 6.12.



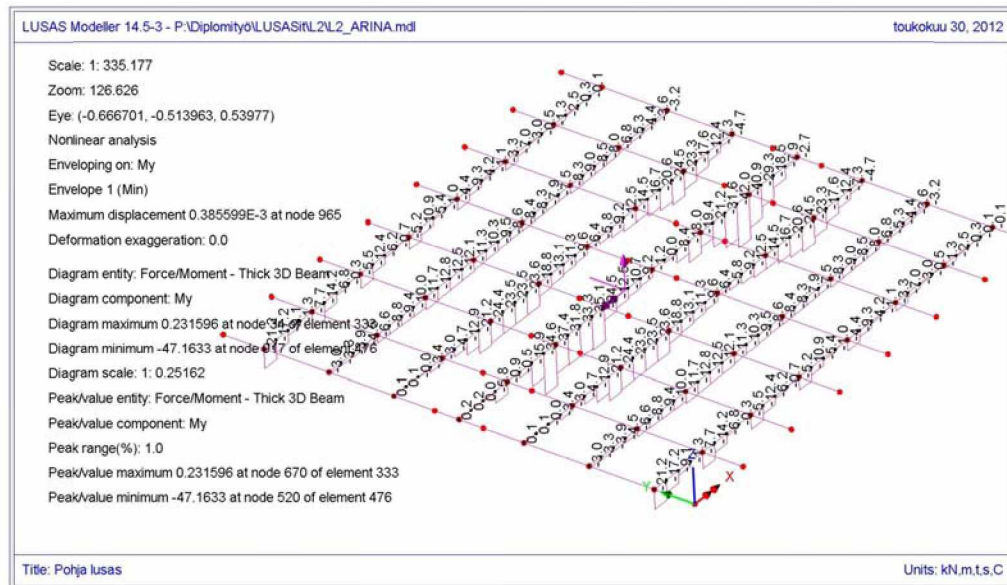
Kuva 6.11 Lohkon 2 FE-mallista poimittujen taipumien ja käyritymien perusteella laskettu näennäinen taivutusjäykkyys jännevälän keskellä



Kuva 6.12 Lohkon 1 leikkausvuot FE- analyysin perusteella pisteistä, jotka vastasivat koekuormituksen pisteitä 3, 7, 8 ja 14

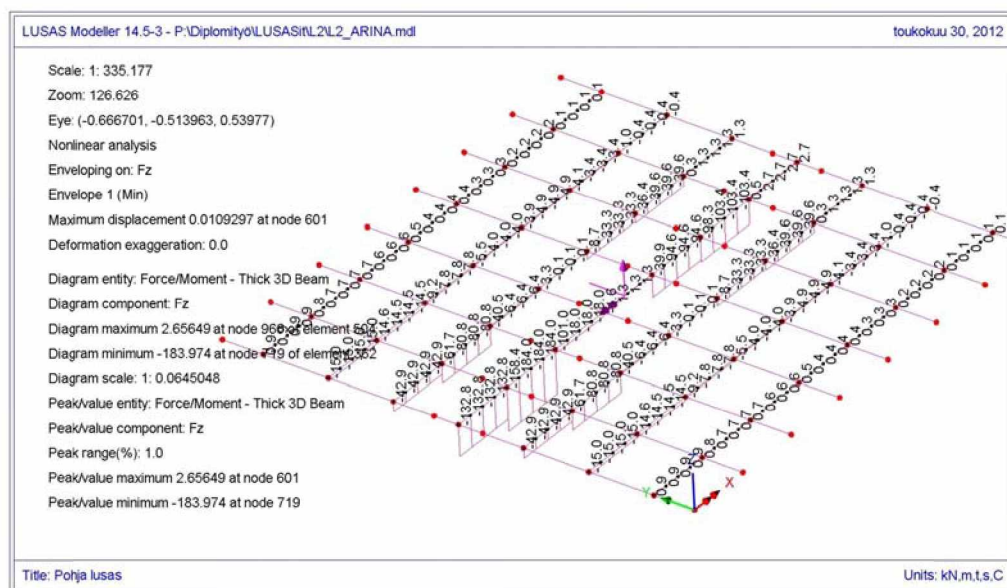


Tarkastellaan poikittaissuuntaisia rasituksia mallista. Poikittaisten arinapalkkien taivutusmomentit ylittivät laskennallisen halkeilumomentin ( $0,4 \text{ m} \cdot M_{\text{halkeilumomentti}} = 38 \text{ kNm}$ ) analyysin aikana kuormatasolla 2440 kN palkin TP7 kohdalla laatan jännevälin keskellä. Muualla rakenteessa poikittainen halkeilumomentti ei ylittynyt kuin lähes murtuneessa tilassa. Kuvassa 6.13 on esitetty rakenteen keskimmäisten poikittaisten arinapalkkien taivutusmomenttien maksimit kuormatasolta 0 – 2800 kN.



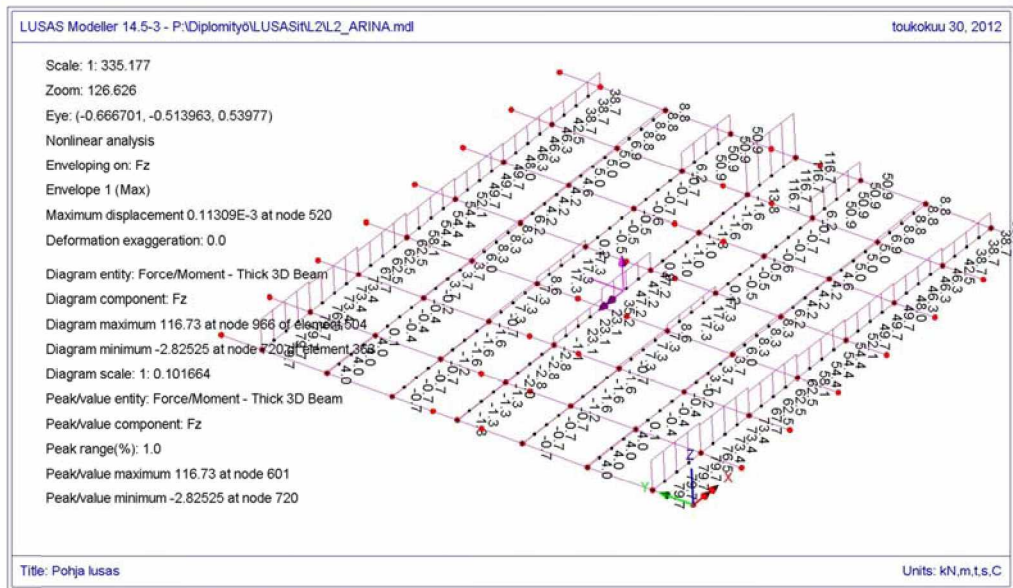
Kuva 6.13 Lohkon 2 FE –analyysin mukaiset suurimmat (verhokäyrä) poikittaisten arinapalkkien taivutusmomentin kuormatasolla 0-2800 kN

Laskennallinen leikkauskapasiteetti ( $0,4 \text{ m} \cdot V_{\text{co,L2}} = 163 \text{ kN}$ ) ylittyi poikittaissuunnassa laatan jännevälin keskellä palkkien TP2 ja TP3 välissä kokonaiskuormatasolla 2490 kN. Muualla rakenteessa leikkauskapasiteetti ei ylittynyt. Kuvassa 6.14 on esitetty rakenteen poikittaisten arinapalkkien leikkausvoiman minimi kuormatasolta 0 – 2800 kN. Maksimit samalta alueelta on esitetty kuvassa 6.15.



Kuva 6.14 Lohkon 2 FE –analyysin mukaiset pienimmät (verhokäyrä) poikittaisten arinapalkkien leikkausvoimat kuormatasolla 0-2800 kN





Kuva 6.15 Lohkon 2 FE -analyysin mukaiset suurimmat poikittaisten arinapalkkien leikkausvoimat kuormatasolla 0-2800 kN

Koska rakenne mallinnettiin lineaarisilla palkkielementeillä poikkisuunnassa, ei näiden leikkausvoima- tai halkeilukestävyyden ylittyminen vaikuttanut mallin toimintaan. Vain pääsuunnan jäykkyys oli epälineaarinen ja muuttui kuormaportaiden välillä. Täten mallin ei voi olettaa täysin vastaavan rakenteen todellista toimintaa sen jälkeen, kun rakenteen poikittaisen suunnan kapasiteetti on ylitetty.

### 6.3.5 Junakuormien vaikutukset

Junakuormien vaikutukset tarkastellaan myös arinamallilla mutta siten, että kaikki arinapalkit mallinnetaan lineaarisesti kimmoisilla palkkielementeillä, jota laskenta olisi lineaarinen ja rasisusten superpositioperiaate olisi voimassa. Arinamallin palkkien jäykkyyksien suhteita muutetaan, jotta saadaan aikaan kuormitusten suurimmat vaikutukset. Mallin muodostuksessa käytetään avuksi eurokoodin SFS EN-1994-2 5.4.2.9 ohjeistusta (ks. 2.3.2). Täten käsitellään kolmea erilaista arinamallia:

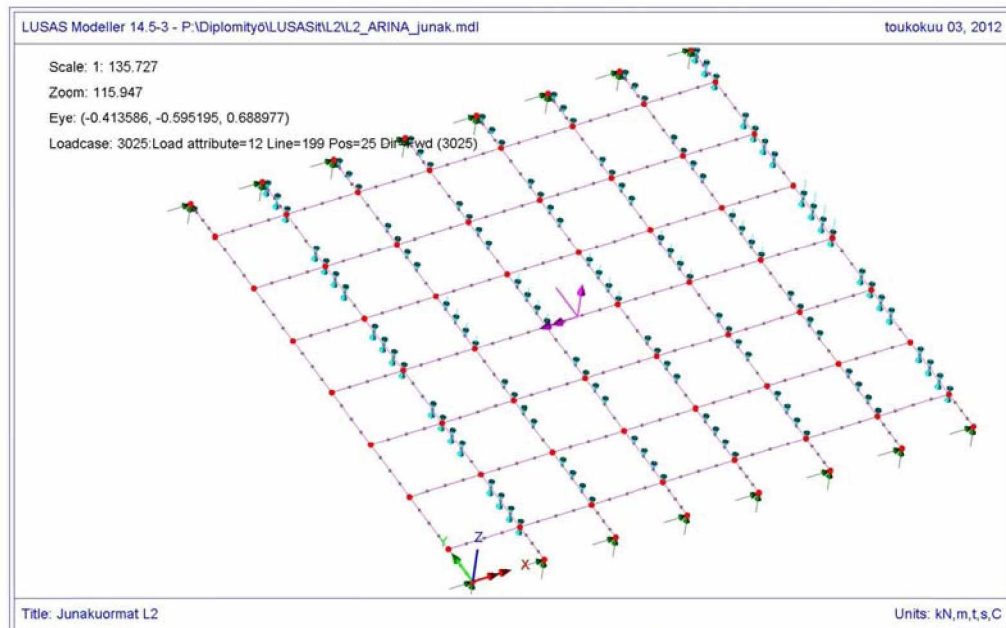
- Malli A: Täysin halkeamaton pää- ja poikkisuunnassa
  - Tarkastellaan pääkannattajien taivutusrasitukset sekä missä kohtaa halkeilurasitukset ylittävät
- Malli B: Pääsuunta halkeamaton, poikkisuunnan taivutus- ja vääntöjäykkyys 50 %
  - Tarkastellaan poikkisuunnan rasitukset
- Malli C: Pääsuunnan taivutusjäykkyys halkeilemattoman ja halkeilleen keskiarvo, poikittainen jäykkyys halkeamaton
  - Tarkastellaan taipumat ja leikkausvuo teräksen ja betonin rajapinnassa

Tarkasteltavat kuormat ovat omapaino, ratarakenteen paino ja junakuormien pystysuuntaiset vaikutukset. Omapaino on kappaleessa 6.3.1 määritetty. Yksinkertaisuksena ratarakenteen painona käytetään 46 kN/m, joka on annettu liikenneviraston ohjeessa [Liikenneviraston ohjeita 23/2010]. Ratarakenteen omapaino jaetaan tasaisesti kaikille 8:lle pääsuunnan palkille.

Junakuorman LM71-25 akselipaino on 275 kN, joka kerrotaan kaavan 3.35 mukaan lasketulla dynaamisella suurennuskertoimella 1,67, jolloin saadaan akselikuormalle arvo 459,25 kN. Junakuorma käsitetään jakautuvan kiskon välityksellä kuormitetulta pölkyltä viereisille pölkylle suhteessa 25 % - 50 % - 25 %. Pölkkyjen väli oletetaan olevan 0,6 m. Akselikuormien väli on 1,6 m, joka ei ole jaollinen pölkkyvälillä, mutta oletetaan akselikuormien vaikuttavan suoraan joka kolmannen pölkyn päällä. Rata-pölkyn alapinta oletetaan suorakulmioksi, jonka pituus on 0,2 m ja leveys 2,6 m. Rata-pölkyn alapinnasta kuorman oletetaan jakautuvan suhteessa 4:1 400 mm paksun tukikerroksen läpi siltarakenteen yläpinnalle. Tällöin pölkyltä jakautunut akselikuorma vaikuttaa tasaisena pintakuormana suorakulmiolla, jonka mitta sillan pituussuunnassa on 0,4 m ja leveyssuunnassa 2,8 m.

Pölkyltä jakautuneista akselikuormista muodostuvaa junakuormaa kuljetetaan suunnilleen sillä kohtaa missä kuormituspalkkien keskikohta koekuormituksissa oli. Täten junakuorman kulkulinja tulee noin 1600 mm:n päähän toisen reunan palkin R1 keskijonasta. Ottaen huomioon raiteen sijaintitoleranssi ja kuormakaavion epäkeskeisyys käsitellään junakuormaa myös +/- 208 mm epäkeskeisenä pääasialliseen kulkulinjaan nähden.

Junakuorma annetaan malliin useasta pistekuormasta koostuvana tasaisena kuormituksena, jonka ohjelma jakaa pääsuunnan kannattajille. Mallin geometria ja junakuorman mallintaminen on esitetty kuvassa 6.16. Junakuormakaaviota siirretään eteenpäin 0,1 m kerrallaan, jotta junakuorman epäedullisimmat vaikutukset rakenteen eri kohdissa saadaan selville.

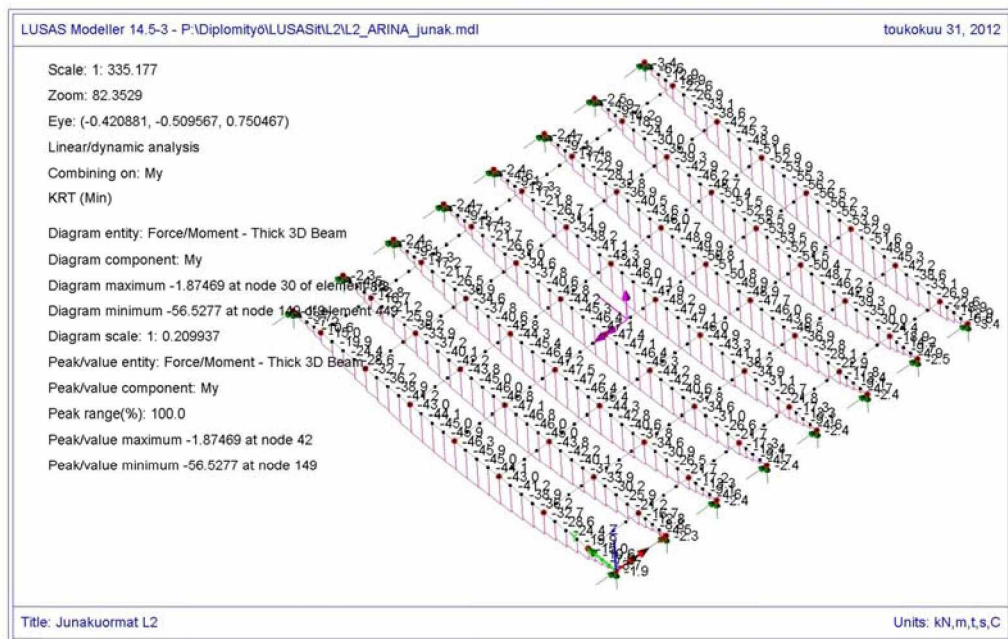


Kuva 6.16 Lohkon 2 junakuormien vaikutuksien laskemiseen käytettävä arina-malli

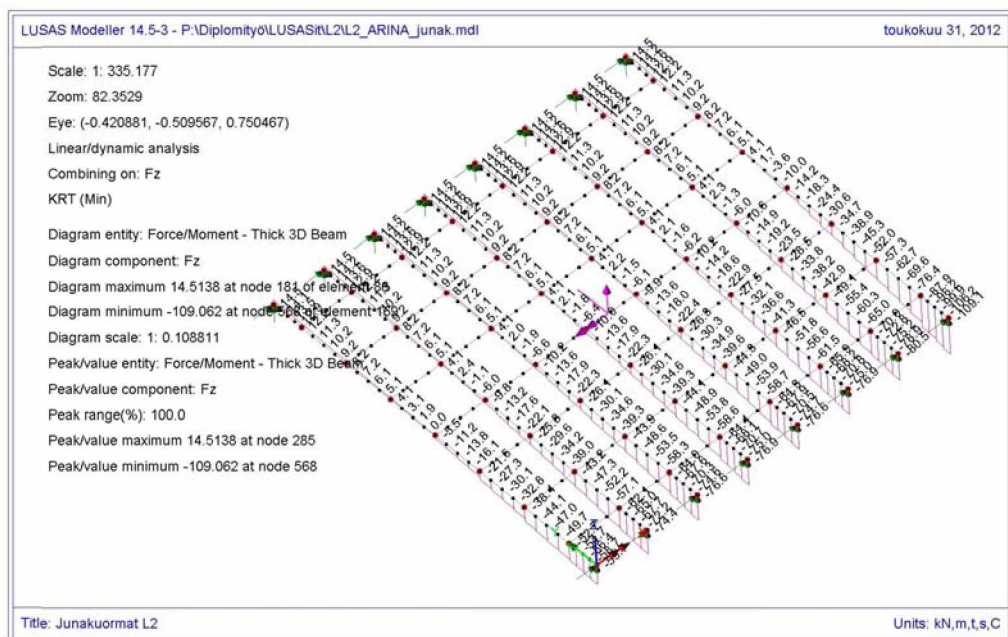
Kuvassa 6.17 on esitetty analyysin mukaiset pääsuunnan palkkien käyttörajojen taivutusmomenttien verhokäyrät omista painoista ja junakuormasta käyttäen mallia A. Kuvasta nähdään, että suurin käyttörajojen taivutusmomentti on 57 kNm. Oman painon osuus taivutusmomentista on 11 kNm ja junakuorman osuus 46 kNm. Täten eurokoodin osavarmuuslukuja käyttäen murtorajojen mitoitusmomentiksi saataisiin 79 kNm.

Halkeilumomentti keskimääräisen vetolujuuden kautta laskettuna (42 kNm) ylittyy käyttörajatilassa rasitetummalla reunalla (R2) 0,65 m päässä tuelta ja vähemmän rasitetulla reunalla (R1) 1,05 m päässä tuelta. Käyttörajatilan momentit ovat kimmoisella alueella.

Kuvassa 6.18 on esitetty leikkausvoiman minimiarvojen verhokäyrät käyttörajatilassa omista painoista ja junakuormasta. Käytetty malli on A. Kuvasta nähdään, että suurin leikkausvoima rakenteessa on tuella ja sen arvo on 109 kN. Oman painon osuus on 15 kN ja junakuorman osuus 94 kN, joten mitoitusleikkausvoima on eurokoodin kuormien osavarmuuskertoimilla laskettuna 175 kN.



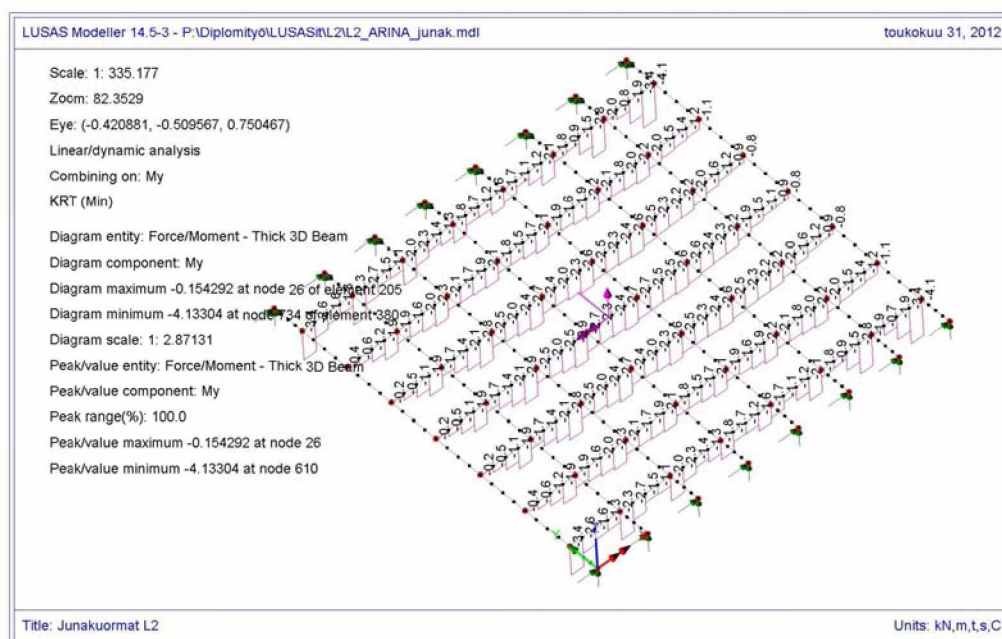
Kuva 6.17 Lohkon 2 pääsuunnan käyttörajatilan taivutusmomenttien verhokäyrät rakenteiden omista painoista ja junakuormasta LM71-25



Kuva 6.18 Lohkon 2 pääsuunnan käyttörajatilan leikkausvoimien minimien verhokäyrät rakenteiden omista painoista ja junakuormasta LM71-25

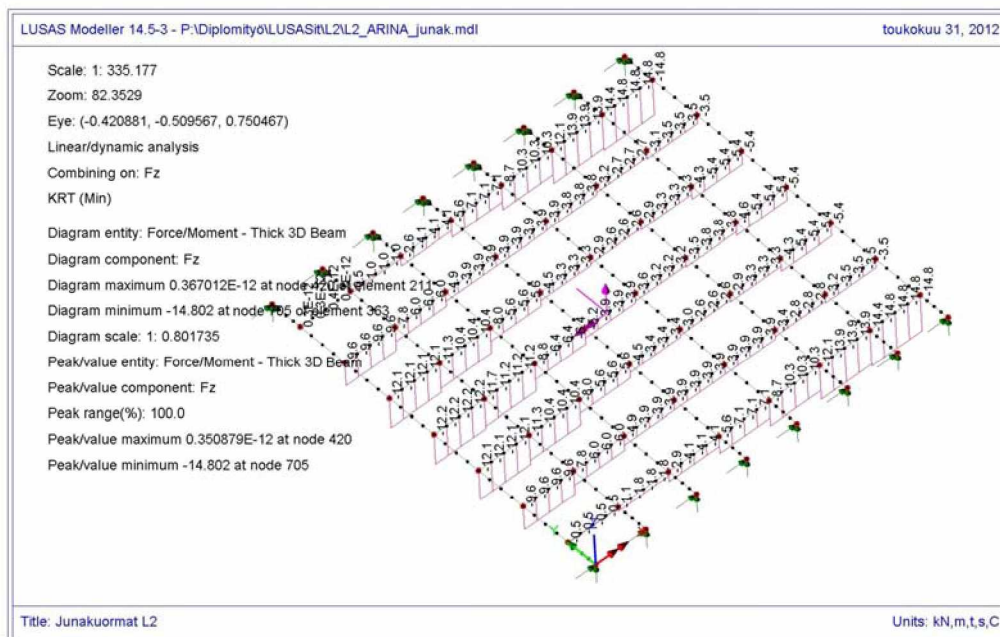


Mallilla A käyttörajatilan poikittaisen suunnan taivutusmomentit ovat suurimmillaan n. 4 kNm, joten poikkisuunnan halkeilumomentit ( $0,4 \text{ m} \cdot M_{\text{halk,poik,L2}} = 38 \text{ kNm}$ ) eivät ylitä missään kohtaa rakennetta. Myös mallilla B, jossa poikkisuunnan arinapalkkien taivutus- ja vääntöjäykkyys oletettiin olevan 50 % alkuperäisestä, poikkisuunnan rasitukset jäivät lähes yhtä pieniksi. Kuvassa on esitetty kyseisellä mallilla lasketut poikkisuunnan taivutusmomenttien verhoikäyrät. Kuvasta nähdään, että suurin taivutusmomentti on 4,1 kNm. Omanpainon osuus rasituksesta on olematon, joten poikittaisen taivutusmomentin mitoitusarvo on eurokoodin osavarmuusluvulla laskettuna 5,9 kNm.

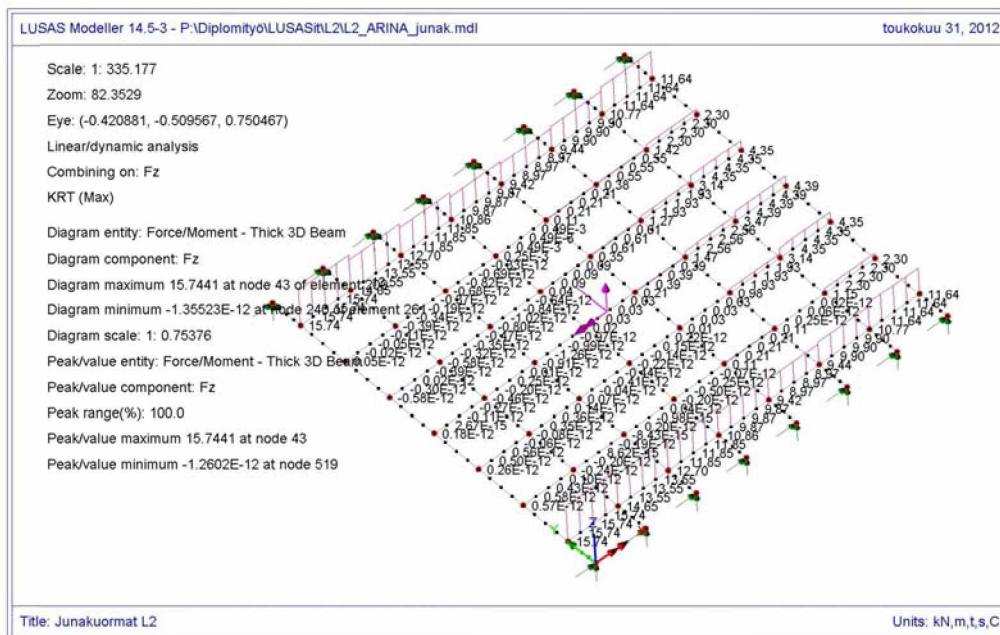


Kuva 6.19 Lohkon 2 poikkisuunnan taivutusmomenttien verhoikäyrät käyttörajatilassa junakuormista

Kuvassa 6.20 esitetään poikkisuunnan leikkausvoimien minimien verhoikäyrät ja kuvassa 6.21 maksimien verhoikäyrät. Kuvista nähdään, että suurin käyttörajatilan poikittaisen leikkausvoiman arvo on 15,8 kN. Omanpainon vaikutus rasitukseen on olematon, joten poikittaisen leikkausvoiman murtorajatilan mitoitusarvo on 22,9 kN.

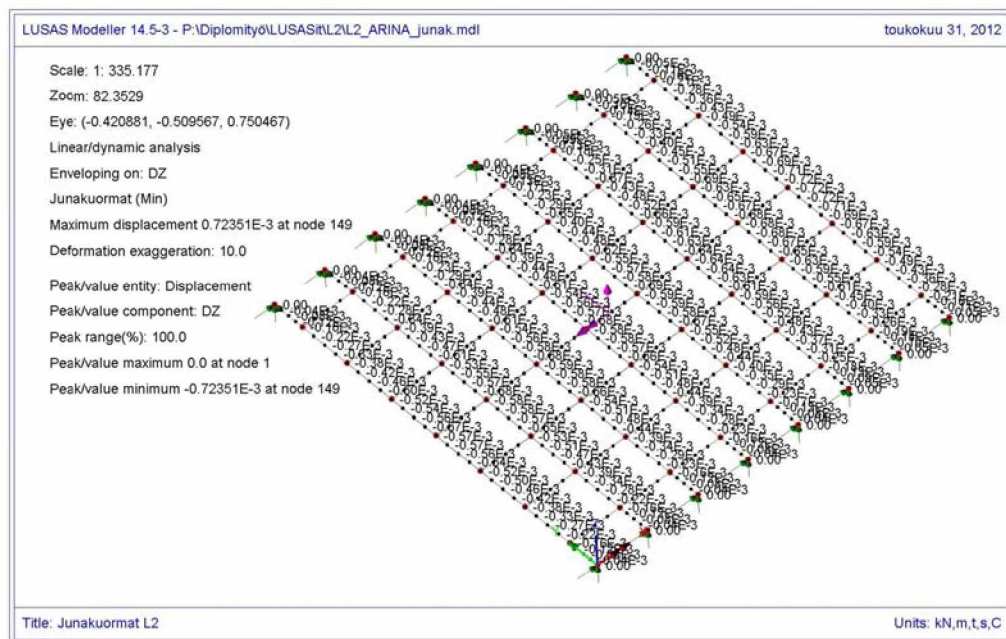


Kuva 6.20 Lohkon 2 poikkisuunnan leikkausvoiman minimien verhokäyrät käyttö-  
rajatilassa junakuormista



Kuva 6.21 Lohkon 2 poikkisuunnan leikkausvoiman maksimien verhokäyrät käyt-  
törajatilassa junakuormista

Käyttörajan taivutusta ja leikkausvoiman laskemista varten tarkastellaan mallia, jossa pääsuunnan palkkien taivutusjäykkyys on halkeilemattoman tilan ja halkeilleen tilan taivutusjäykkyyden keskiarvo. Taulukon 6.2 mukaan yhden pääsuunnan liittopalkin taivutusjäykkyys olisi siis noin 55 MNm<sup>2</sup>. Kyseisellä mallilla lasketut junakuorman aiheuttamat taivutusten maksimiarvot on esitetty kuvassa 6.22. Kuvasta nähdään, että suurin taipuma on 0,72 mm.

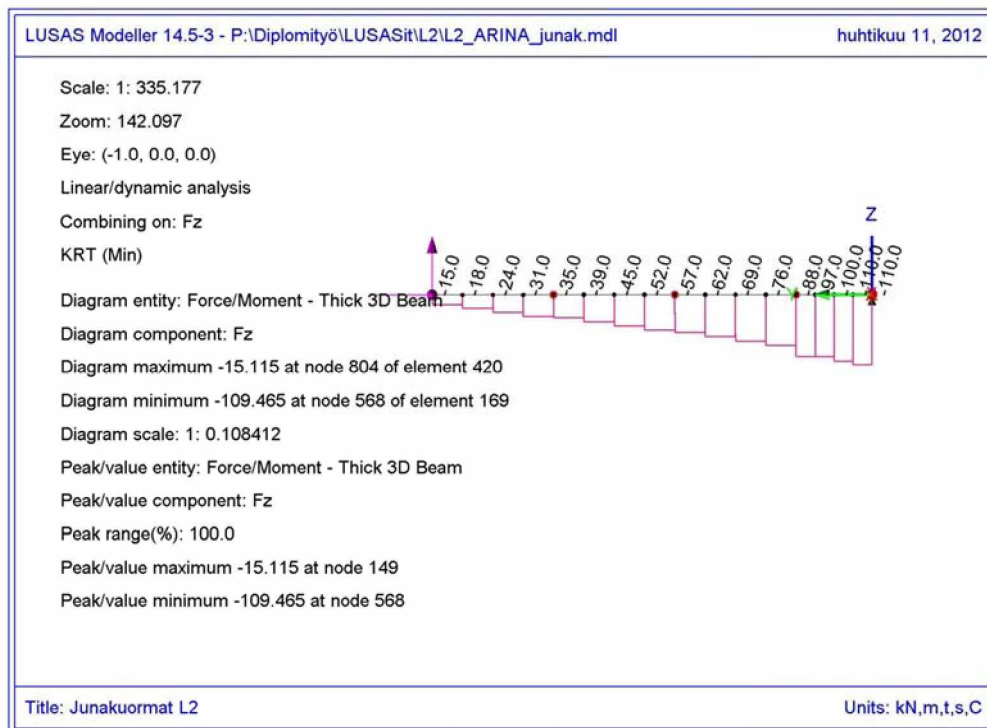


Kuva 6.22 Lohkon 2 pääsuunnan palkkien suurimmat taipumat käyttörajatilassa junakuormista

Kuvassa 6.23 on esitetty lohkon 2 rasiituimman pääsuunnan palkin jännevälin puolikkaan suurimpienleikkausvoimien verhoikäyry. Liittopoikkileikkauksessa vaikuttavan leikkausvoiman ja taulukossa 6.4 esitetyn leikkausvoiman ja leikkausvuon suhdeluvun (3,43) avulla saadaan määriteltyä rakenteessa vaikuttava leikkausvuo. Tuen kohdalla vaikuttavan leikkausvoiman perusteella rakenteen leikkausvuo olisi 377 kN/m. Lähellä tukia palkkiteorian perusteella lasketut jännitysten jakaumat eivät kuitenkaan pidä paikkaansa ja leikkausvoima siirtyy tuelle muutoin kuin palkin taivutuksen kautta, joten leikkausvuo tulisi tarkistaa vähintäänkin poikkileikkauksen tehollisen korkeuden (n. 0,35 m) etäisyydellä tuelta. Tällöin leikkausvuoksi saataisiin 261 kN/m. Rakenne oli lisäksi paljolti halkeamaton lähellä tukia, kun taas leikkausvuon laskentakaava perustui täysin halkeilleelle poikkileikkaukselle.

Leikkausvuon laskeminen siitä kohtaa, mihin reunimmainen halkeama laskennallisesti muodostuu, olisi kuitenkin epävarmalla puolella. Poikkileikkauksen toiminta ei vastaa täysin halkeilemattoman tilan toimintaa heti halkeaman jälkeen, vaan se riippuu teräksen ja betonin välisistä tartuntaominaisuuksista. Pitää myös ottaa huomioon se, että halkeama voi syntyä myös sinne missä laskelmien mukaan sitä ei pitäisi olla johon tuen rasiitusten epätasaisesta jakautumisesta tai materiaalien lujuuden vaihtelusta.





Kuva 6.23 Lohkon 2 rasitetuimman pääsuunnan palkin jännevälin puolikkaan leikkausvoimien verhoikäyrä käyttörajatilassa omasta painosta ja juna-kuormista

Verrataan rakenneanalyysistä saatuja arvoja rakenteelle määritettyihin kestävyysien arvoihin. Lasketaan kestävyys samalla tavalla, kuin on laskettu kappaleessa 6.1.3, mutta käytetään betonin lujuutena sen ominaispuristuslujuutta keskimääräisen puristuslujuuden sijaan ja käytetään eurokoodin SFS EN-1992-1-1 mukaista betonin lujuuden osavarmuuskerrointa 1,5. Teräksen myötölujuutena käytetään koestusten perusteella määritettyä 5 % alemman fraktiilin myötölujuutta ja materiaalin osavarmuusluku 1,0. Poikkisuunnan ominaisuudet määritetään samalla tavalla kuin kappaleessa 6.2.

On huomattava, että tässä ei tehdä varsinaista kantavuuden tarkastelua tai luotettavuuden määrittäystä eikä täten käytetä kaikkia kyseisiin tarkasteluihin liittyviä ohjeita ja määräyksiä, vaan pyritään saamaan riittävä kuva rakenteen käyttöasteesta siinä tapauksessa, että materiaalien lujuudet on koestettu sekä rakenteen kunto ja geometria tunnetaan. Muuten käytetään uusille rakenteille tarkoitettuja suunnitteluohjeita. On myös huomattava, ettei kaikkia mitoituksessa todellisuudessa tarkasteltavia ilmiöitä (kuten pitkäaikaisvaikutukset) ole otettu huomioon. Taulukossa 6.9 on esitetty kaikki mitoituslujuudet ja vastaavat mitoituskestävyydet sekä käyttöasteet. Taipumien raja-arvona on pidetty arvoa  $L/800$ .

Taulukko 6.9 Lohkon 2 käyttöasteet junakuormien aiheuttamille rasituksille ja muodonmuutoksille

LOHKO 2	Mitoitusrasitus	Mitoituskestävyys	Käyttöaste
Taivutusmomentti	79 kNm	216 kNm	37 %
Leikkausvoima	175 kN	379 kN	46 %
Poikittainen taivutusmomentti	5,9 kNm	17,6 kNm	33 %
Poikittainen leikkausvoima	22,9 kN	76 kN	31 %
Taipuma	0,72 mm	3,63 mm	20 %
Leikkausvuo	261 kN/m	473 kN/m	55 %

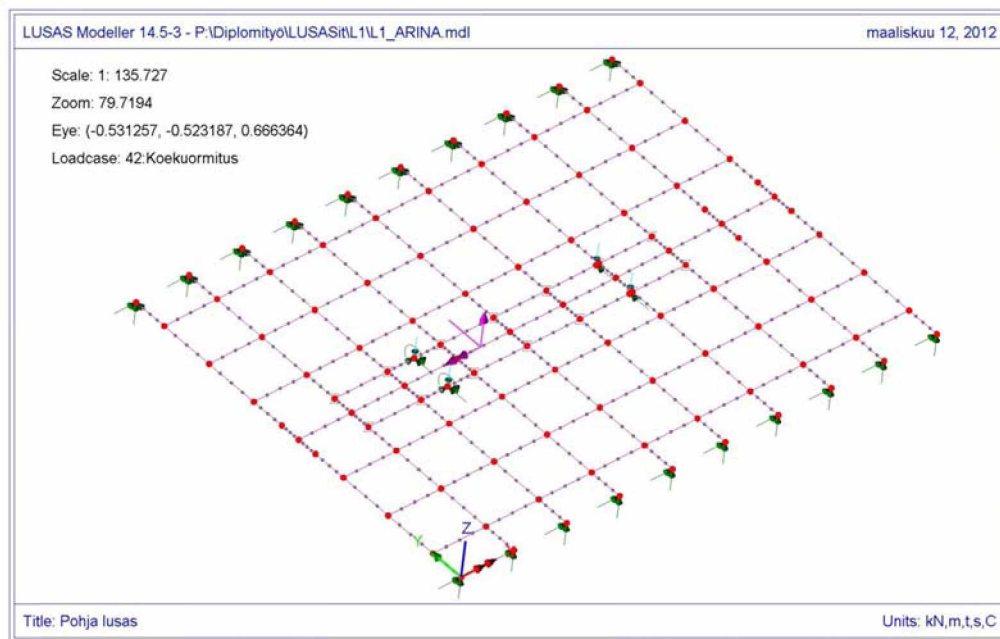
Taulukosta nähdään, että käyttöasteet ovat melko matalalla tasolla. Leikkausvoiman kestävyys on jonkin verran aliarvioitu, koska betonin osuus leikkausvoima kestävydestä on jätetty huomiotta. Suurin käyttöaste on käyttörajatilan leikkausvuolla, jonka laskelmiin ja raja-arvoihin liittyy ehkäpä suurin epävarmuus johtuen soveltuvan ohjeistuksen ja raja-arvojen puutteesta.

## 6.4 Toisen koekuormituksen mallinnus

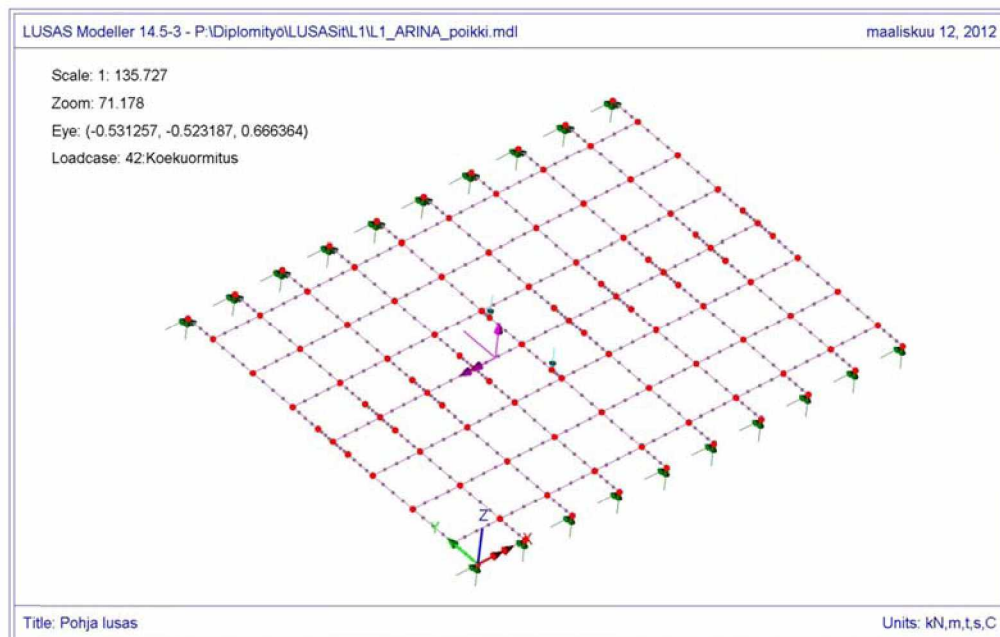
### 6.4.1 Käytettävät mallit

Lohkon 1 mallinnuksessa käytettiin samoja periaatteita kuin lohkon 2 mallinnuksessa. Palkkeja oli kaksi enemmän kuin lohkon 2 mallissa. Pääsuunnan palkkien välinen etäisyys oli mallissa poikkileikkauksen L1-1 leveys 407 mm. Kuvassa 6.24 on esitetty lohkon 1 mallin geometria ja elementtiverkotus. Johtuen keskiarvoistetusta palkkivälistä, kuormitus palkeille annettujen pistekuormien etäisyys läheisiin pääsuunnan palkkeihin oli hieman eri kuin etäisyys, joka niillä koekuormituksessa kyseisiin palkkeihin oli. Etäisyydet rakenteen reunoilta pistekuormiin ovat kuitenkin samat kuin koekuormituksessa mitattiin.

Rakenteelle annettavat rakenteiden ja kuormitusjärjestelmän oman painon vaikutukset ovat samat kuin lohkon 2 tapauksessa (ks. 6.3.1). Varsinainen koekuormituskuorma annetaan rakenteelle kuormituspalkkien välityksellä. Rakenteen keskelle tehty pistekuormitus mallinnetaan kuvan 6.25 mukaisella kuormitustavalla ilman kuormituspalkkeja.



Kuva 6.24 Lohkosta 1 tehdyn FE-mallin geometria, kun kuormituspalkit otetaan huomioon



Kuva 6.25 Lohkosta 1 tehdyn FE-mallin geometria pistekuormituksen mallinnukseen

#### 6.4.2 Pistekuormitus

Kalibroidaan pääsuunnan vääntöhalkeilun ja poikkisuunnan vääntö- ja taivutushalkeilun aste arinamalliin vertailemalla pistekuormituksilla ja kuormituspalkilla tehtyjä analyyseja vastaaviin koekuormituksiin PK ja kuormituksen KTK-25 ensimmäinen toisto. Koska käyttötilan kuormituksen KTK-25 ensimmäisellä toistolla kuorma nostettiin sen verran korkealle, että halkeilua rakenteen keskellä todennäköisesti tapahtui ja mallinnettavalla pistekuormalla ei halkeilumomenttia ylitetä, mallinnetaan laa-

tan keskeltä 0,8 m:n matkalta pääsuunta palkkielementeillä, joiden momentti-käyritysmäyhteydessä ei ole otettu betonin vetolujuutta huomioon.

Poikkisuuntaiseen rasitusten jakautumiseen vaikutetaan muuttamalla rakenteiden poikkileikkausarvoja. Tehdään taas laskelmat neljällä erilaisella mallilla, joiden kuvaus löytyy taulukosta 6.6. Kokonaiskuorma nostetaan arinamallin pistekuormaanalyysissä tasolle 230 kN ja kuormituspalkkien kanssa tasolle 660 kN. Poimitaan tuloksista solmupisteiden siirtymät pisteistä, jotka vastaavat rakenteesta koekuormituksessa mitattujen taipumien sijainteja. Tulokset on esitetty taulukossa 6.10.

*Taulukko 6.10 Taipumat FE-mallista lohkon 2 keskellä kahdella eri kuormitustapauksella*

Poikkisuunta		Käyttötilan kuormituksen KTK-25 ensimmäisen toiston (F=660 kN) taipumat [mm]	Pistekuorman (F=230 kN) taipumat [mm]	Suhde TP/KK
Malli 1	T12	0,186	0,722	0,26
	T22	0,305	0,945	0,32
	T32	0,354	0,983	0,36
	T42	0,256	0,853	0,30
Malli 2	T12	0,151	0,673	0,22
	T22	0,312	0,963	0,32
	T32	0,382	1,006	0,38
	T42	0,229	0,829	0,28
Malli 3	T12	0,174	0,703	0,25
	T22	0,307	0,949	0,32
	T32	0,360	0,983	0,36
	T42	0,251	0,849	0,30
Malli 4	T12	0,130	0,643	0,20
	T22	0,318	0,971	0,33
	T32	0,394	1,017	0,39
	T42	0,216	0,819	0,26

Koekuormituksen vastaavat suhdeluvut olivat:

- T12: 0,34
- T22: 0,43
- T32: 0,41
- T42: 0,30

Tuloksista huomataan, että koekuormituksessa pistekuorman aiheuttamat taipumat olivat selvästi suuremmat verrattuna analyysin tuottamiin pistekuorman taipumiin, mistä johtuu suhdelukujen suuruusero analyysin ja koekuormitusten tulosten välillä. Koekuormituksissa pisteen T32 taipumat olivat suuremmat kuin pisteen T22, toisin kuin analyysissä. Todennäköisesti rakenne oli paikallisesti enemmän halkeillut kuormituspalkin pään kohdalta.

Mallin antamien taipuma tulosten vastaavuus koekuormituksen tulosten kanssa ei ollut kovin hyvä. Lähimmäksi koekuormituksen keskilinjan taipumaviivan muotoa päästään, kun rakenne on arinamallissa poikkisuunnassa ja vääntöä vastaan täysin halkeilematon. Hyvin lähellä ollaan myös analyysissä, jossa pääsuunnan vääntö-

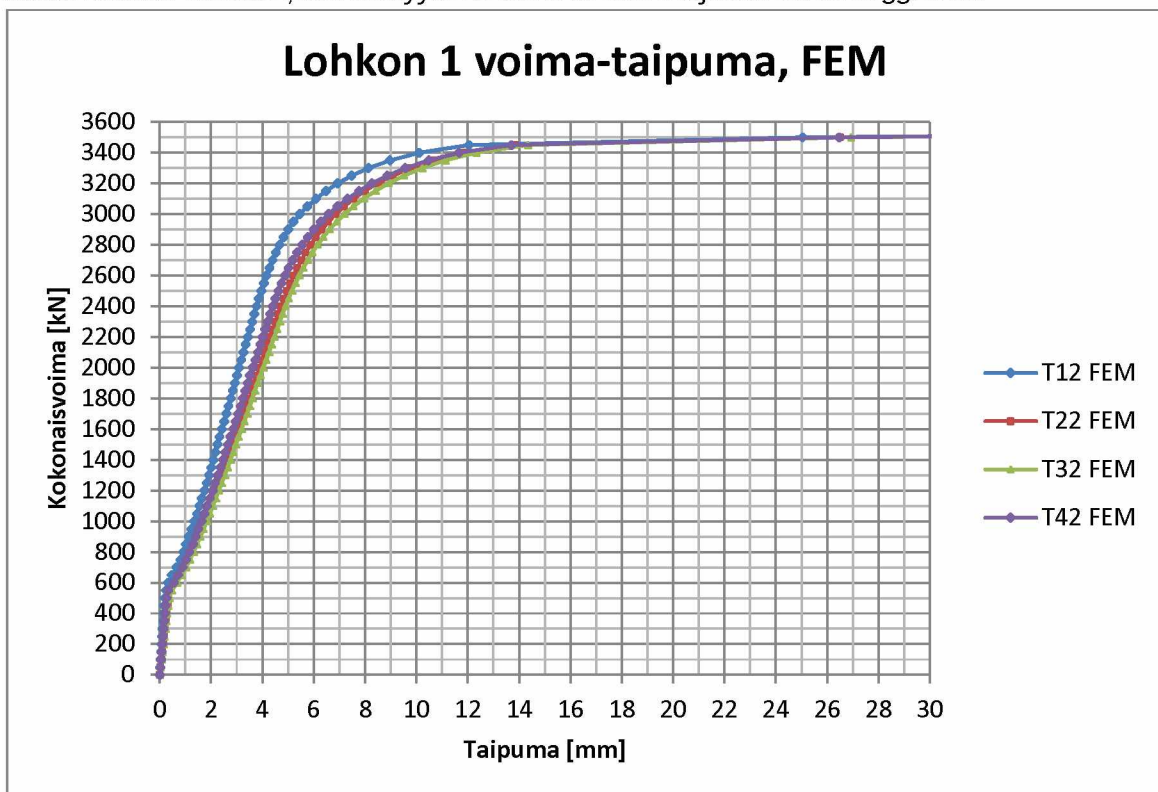
jäyhyys on puolet ehjästä. Koska koekuormituksessa on odotettavissa vääntöhalkeilua, käytetään mieluummin pienennettyä pääsuunnan vääntöjäykkyyttä arinamallissa.

#### 6.4.3 Murtokuormitus

Kuormituksen mallinnukseen käytetään kuvan 6.24 mukaista geometriaa, jossa rakenne kuormitetaan kuormituspalkkien välityksellä. Tarkastellaan analyysistä sellaisia suureita, joita voidaan verrata koekuormituksista saatuihin tuloksiin.

Koekuormituksessa havaittiin, ettei rakenne murtunut pääsuunnan taiputuksessa koko leveydeltään, vaan reunalla R1 tapahtui poikittainen leikkausmurto. Täten tarkastellaan myös sellaisen arinamallia, josta kaksi reunimmaista palkkia on poistettu. Tämä ei täysin vastaa todellisuutta, sillä irtileikkaantunut reuna taipui edelleen kuorman lisääntyessä, mutta analyysistä saadaan kuitenkin raja-arvo sille miten rakenne toimisi ilman reunaa R1.

Kuvassa 6.26 on esitetty mallin solmukohtien taipumat kohdilta, jotka vastasivat rakenteen keskipisteiden T12, T22, T32 ja T42 taipumien mittaushohtia koekuormituksessa. Kuvasta nähdään, että analyysin antama lohkon 1 rajakuorma on n. 3520 kN.



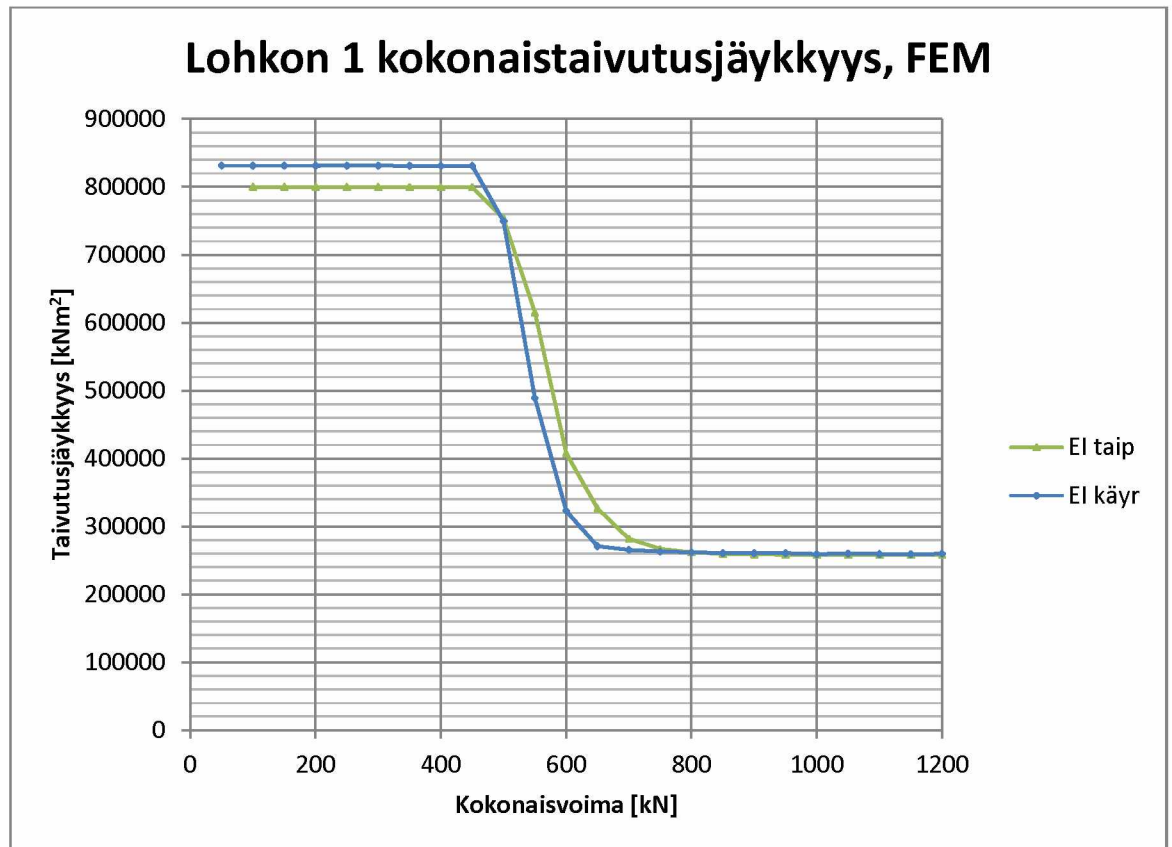
Kuva 6.26 Lohkolle 1 tehdystä FE –analyysistä poimitut jännevälin keskikohdan taipumat reunoilla ja keskellä

Poimimalla analyysin tuloksista vastaavat arvot, joita käytettiin koekuormitus kokonaisjäykkyyden laskemiseen, saadaan laskettua analyysin mukainen rakenteen näennäinen kokonaisjäykkyys, joka on esitetty kuvassa 6.27 taipumien ja käyritymien kautta laskettuna. Kuvasta nähdään, että johtuen rakenteen leveydestä halkeamamomentti ei ylitä kerralla koko leveydeltä, vaan sitä mukaa kun kuormaa nostetaan.

Rakenteen pääsuunnan leikkausvoimat ovat mallissa suurimmillaan 207 kN, kun jätetään huomiotta mallin geometriasta johtuvat korkeat leikkausvoimat kuormituspalkin ja pääpalkin liittymäkohdassa. Leikkausvoimat ylittävät  $0,5 \cdot V_{pl,Rd}$  (177 kN) palkeissa TP2-TP8. Tällöinkin leikkausvoiman vaikutus uuman myötölujuuteen olisi enintään n.

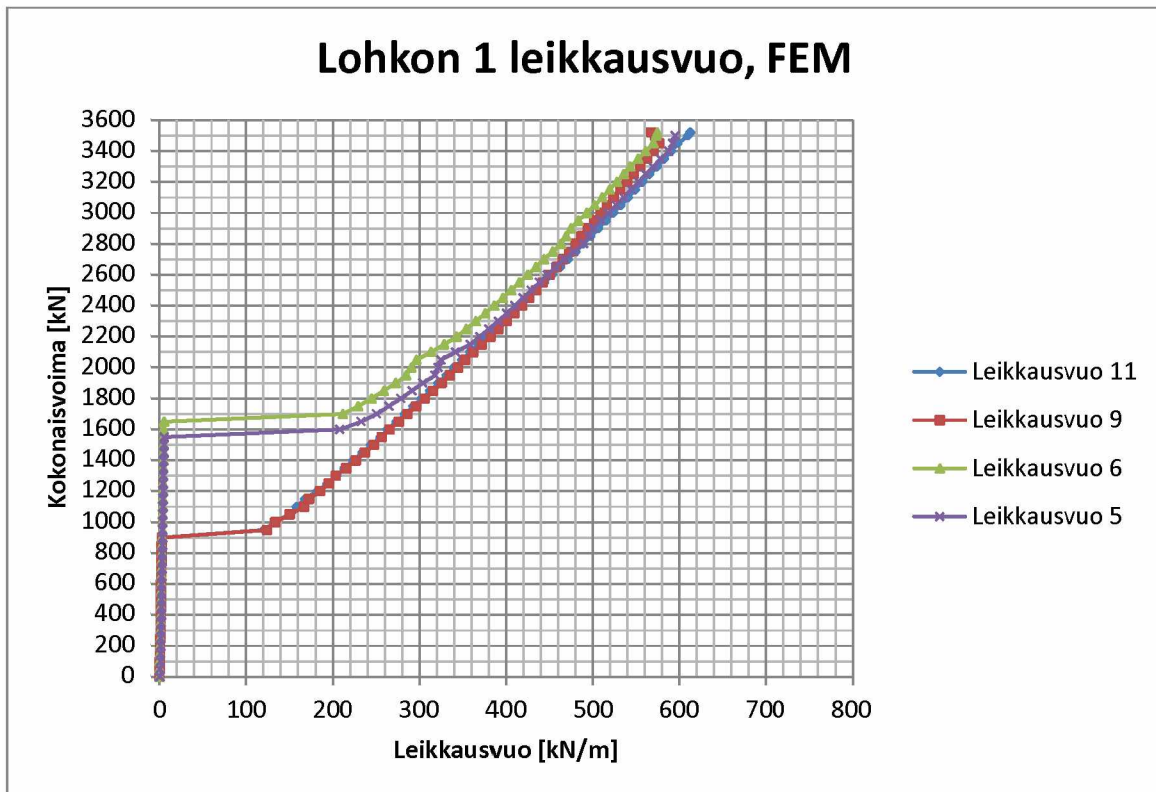
3 %. On kuitenkin huomioitava, että betoni ottaa myös osan leikkausvoimasta. Voidaan katsoa, että leikkausvoiman vaikutus oli olematon.

Laskennalliset leikkausvuot saadaan selville, kun poimitaan mallista momentit ja muunnetaan ne lasketulla momentti-normaalivoimayhteydellä teräspalkin normaali-voimiksi, jotka jaetaan tasan leikkausjänniteelle. Poimitaan mallista lohkon 1 koekuorituksen mittapisteiden 5, 6 ja 9 ja 11 pääsuunnan taivutusmomentit ja esitetään niiden perusteella määritetyt leikkausvuot kyseisten palkkien leikkausjänniteillä kuvassa 6.287.11. Mittapisteet 10 ja 12 on jätetty pois FE -analyysin symmetrian vuoksi.



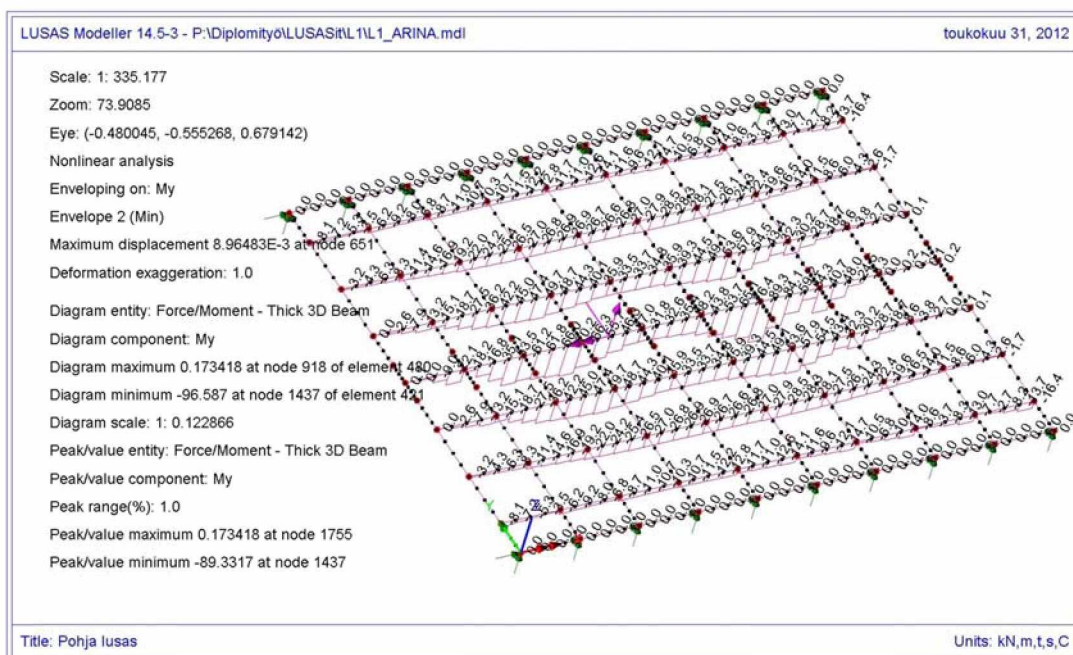
Kuva 6.27 Lohkon 1 FE-mallista poimitujen taipumien ja käyritysten perusteella laskettu näennäinen taivutusjäykkyys jännevälin keskellä





Kuva 6.28 Lohkon 1 leikkausvuot FE- analyysin perusteella pisteistä, jotka vastasivat koekuormituksen pisteitä 3, 7, 8 ja 14

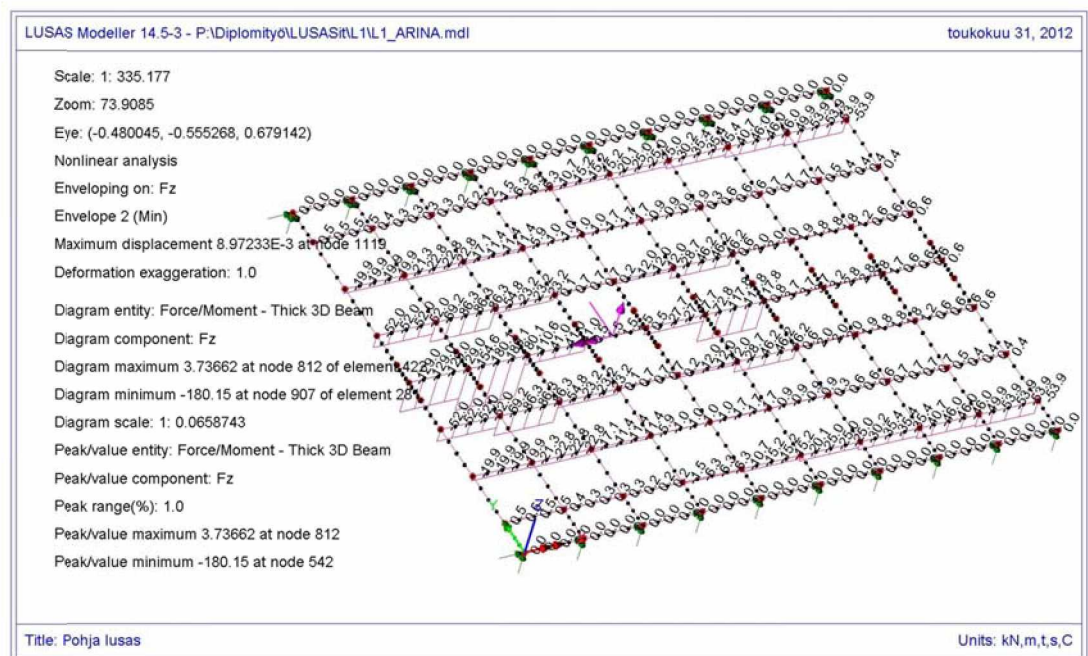
Kuvassa 6.29 on esitetty analyysin suurimmat poikittaisten momenttien verhokäyrä kokonaisvoiman tasoilta 0–3200 kN. Lähtöoletuksena oli, että rakenne oli halkematon poikkisuunnassa kuormituksen alussa. Analyysistä nähdään, että arinan poikkipalkin halkeilukestävyys ( $0,4 \text{ m} \cdot M_{\text{halkeilukestävyys}} = 43,5 \text{ kNm}$ ) ylittyy palkin TP7 kohdalla jännevälin keskellä kuorman arvolla 1550 kN. Seuraava halkeilumomentin ylitys tapahtuu kuorman arvolla 2150 kN palkin TP4 kohdalla. Tämän jälkeen poikittaiset momentit kasvavat näiden alueiden lähistöllä, ollen kumminkin suuremmat reunalla R1.



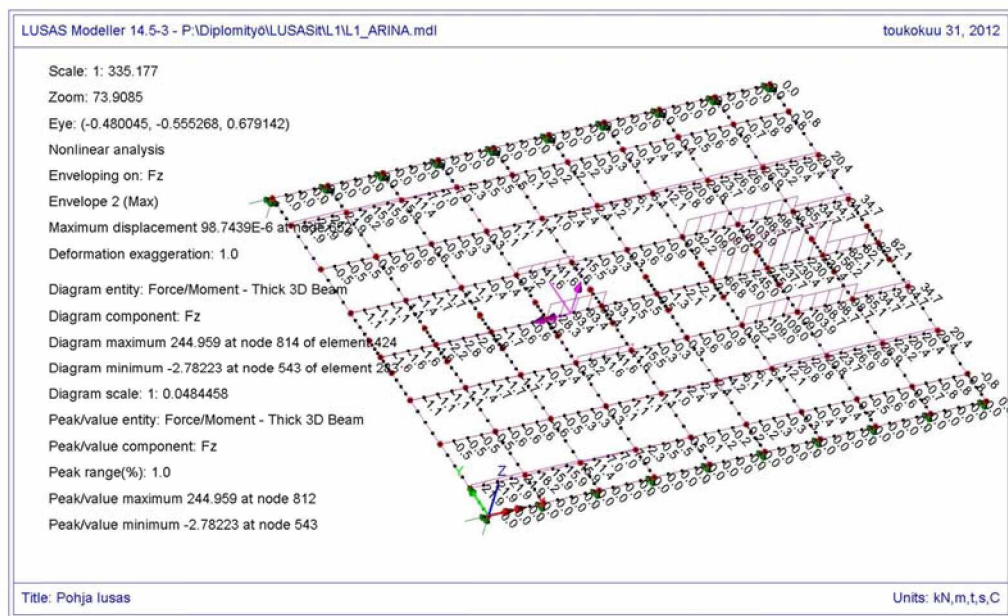
Kuva 6.29 Lohkon 1 FE –analyysin mukaiset suurimmat poikittaisten arinapalkkien taivutusmomentin kuormatasolla 0-3200 kN

Todellisuudessa momentit eivät olisi nousseet halkeilumomentin yläpuolelle, koska poikkileikkaus oli aliraudoitettu ja myötäminen olisi alkanut välittömästi halkeaman avauduttua. Mutta tässä analyysissä käsiteltiin rakennetta poikittaisessa suunnassa lineaarisena, joten momentin arvot nousivat suhteellisen korkeiksi. Tuloksista voidaanakin päätellä, että rakenne oli poikittaisessa suunnassa voimakkaasti halkeillut varsinkin reunalta R1.

Kuvassa 6.30 on esitetty poikittaisen leikkausvoiman minimi ja kuvassa 6.31 taas maksimit laatan alueella kuormatasoilla 0 - 3200 kN. Poikittaiset leikkausvoimat pysyttelevät kokonaisvoiman tasolle 2500 kN asti pienempinä kuin rakenteen poikittainen leikkausvoimakapasiteetti ( $0,4 \text{ m} \cdot V_{co,poik,L1} = 185,6 \text{ kN}$ ), kunnes raja-arvo ylittyy palkkien TP7 ja TP8 välissä ja kuormalla 2900 kN palkkien TP8 ja TP9 välissä. Muualla arinamallin alueella ei poikittainen leikkauskestävyys ylitä.

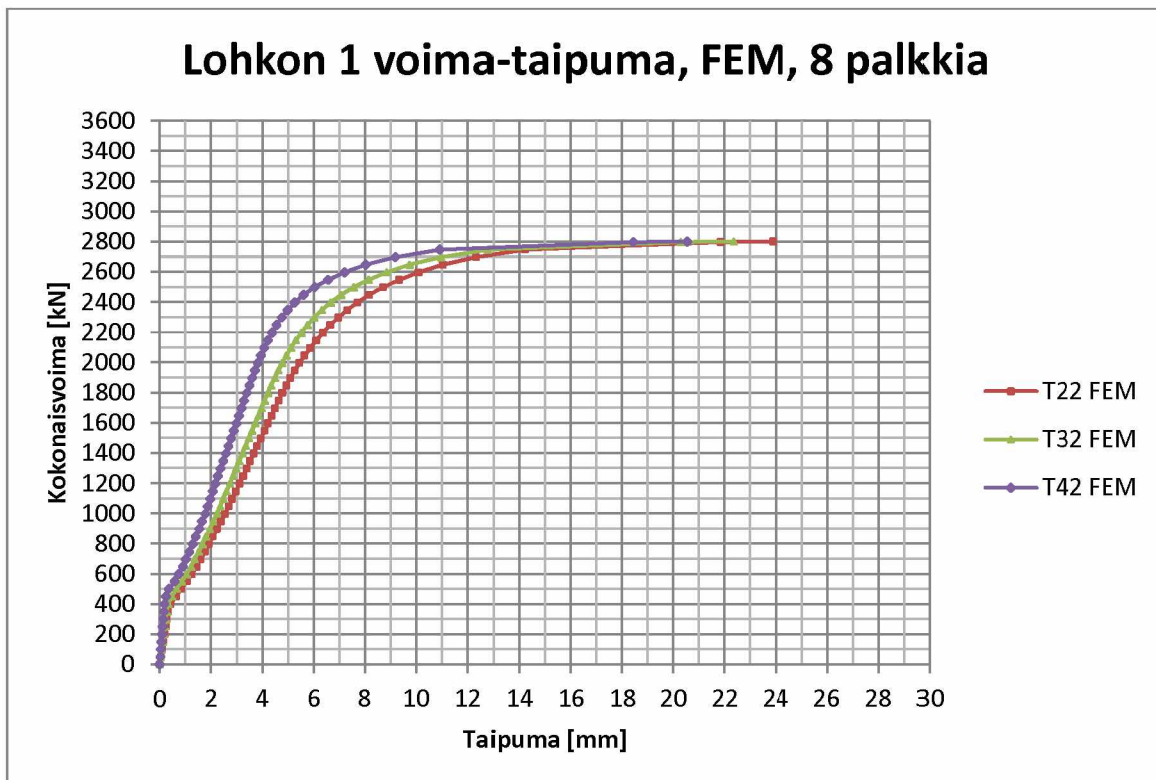


Kuva 6.30 Lohkon 1 FE –analyysin mukaiset poikittaisten arinapalkkien leikkausvoimien minimien verhoikäyrät kuormatasolla 0-3200 kN



Kuva 6.31 Lohkon 1 FE –analyysin mukaiset poikittaisten arinapalkkien leikkausvoimien maksimien verhoikäyrät kuormatasolla 0-3200 kN

Yllä olevien kuvien taustalla olevissa analyyseissa rakenteen poikittaista halkeilua tai lujuuden ylittymistä ei ole otettu huomioon mallin ratkaisussa. Kuormituspalkin pään kohdalla leikkauskestävyys ylittyi laskennallisesti ja koekuormituksessakin havaittiin selkeä poikittaissuuntainen leikkaantumisen. Tehdään analyysi, jossa kaksi reunimmaista palkkia on poistettu ja tarkastellaan rakenteen keskitaipumia. Analyysistä poimitut voima-taipumayhteydet on esitetty kuvassa 6.32.



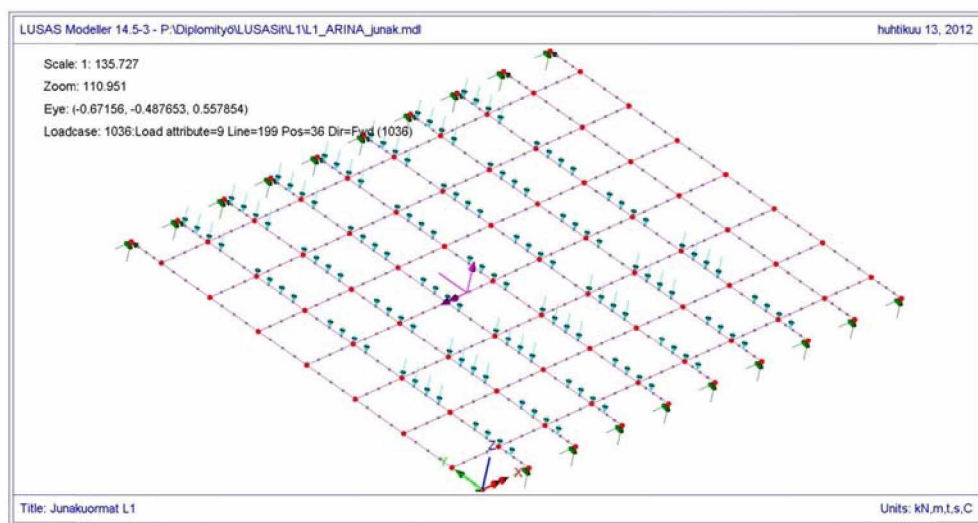
Kuva 6.32 Lohkon 1 voima-taipumayhteys, kun reunalta R1 on poistettu kaksi reunimmaista palkkia



Kuvasta nähdään, että rakenteen murtokuorma laski samalle tasolle lohkon 2 murtokuorman kanssa.

#### 6.4.4 Junakuormien vaikutukset

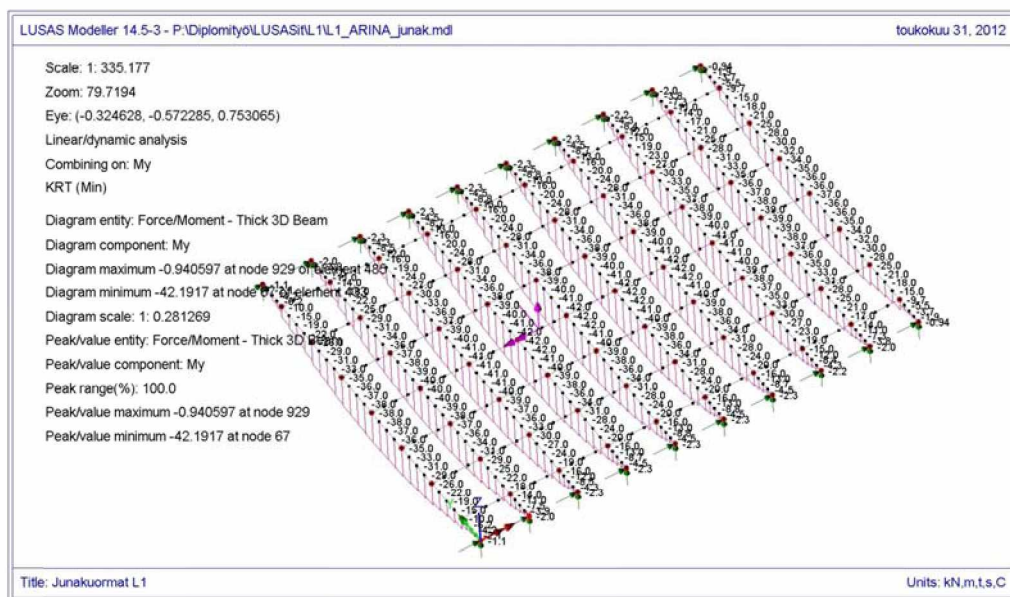
Määritetään eurokoodin mukaisella junakuormakaaviolla LM71-25 junan ylityksestä aiheutuvat rasitukset lohkolle 1 arinamallilla. Rakenteen ja kuormien mallintamisessa käytetään samoja periaatteita, kuin käytettiin lohkon 2 tapauksessakin kappaleessa 6.3.4. Rakenne mallinnetaan kolmella erilaisella mallilla A, B ja C, joissa rakenneosien keskinäisten jäykkyyksien suhteita muutellaan. Pääsuunnan liittopalkkeja on nyt kymmenen kappaletta ja niiden jäykkyys- ja kestävyysominaisuudet määritellään samalla tavalla kuin liitteessä 1 on laskettu. Kuvassa on esitetty mallin geometria ja esimerkki junakuorman mallinnuksesta.



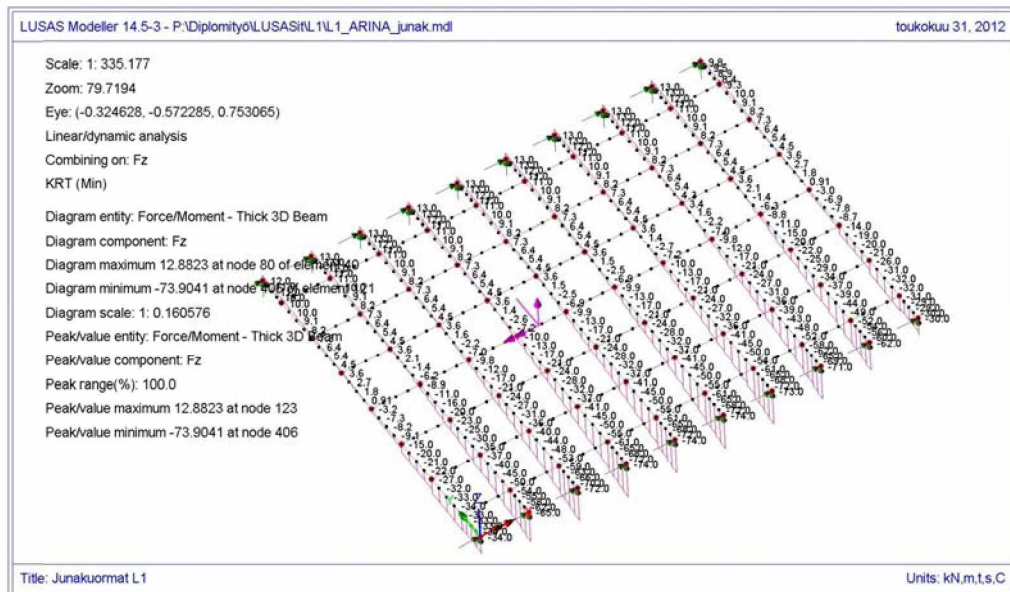
Kuva 6.33 Lohkon 1 junakuormien vaikutuksien laskemiseen käytettävä arinamalli

Kuvassa 6.34 on esitetty pääkannattajien taivutusmomenttien suurimmat arvot käytörajatilassa rakenteiden omasta painosta ja junakuormasta. Suurin taivutusmomentin arvo on 42 kNm. Pelkästä omasta painosta aiheutuva taivutusmomentti oli 10 kNm. Käyttäen eurokoodin mukaisia osavarmuuskertoimia saadaan mitoitusmomentiksi 57 kNm. Kuvasta nähdään myös, että keskimääräisen taivutusvetolujuuden perusteella laskettu halkeilumomentti (44 kNm) ei ylity missään laatan alueella käytörajatilan momenteilla. Myöskään poikittaisen suunnan halkeilumomentti ei ylitä mallilla A laskettaessa.

Kuvassa 6.35 on esitetty pääkannattajien leikkausvoiman minimin verhokäyrät käytörajatilassa rakenteiden omasta painosta ja junakuormasta. Suurin leikkausvoima on 74 kN. Pelkästä omasta painosta aiheutunut leikkausvoima oli 13 kN. Tällöin mitoitusleikkausvoima on eurokoodin osavarmuusluvuilla laskettuna täten 103 kN.

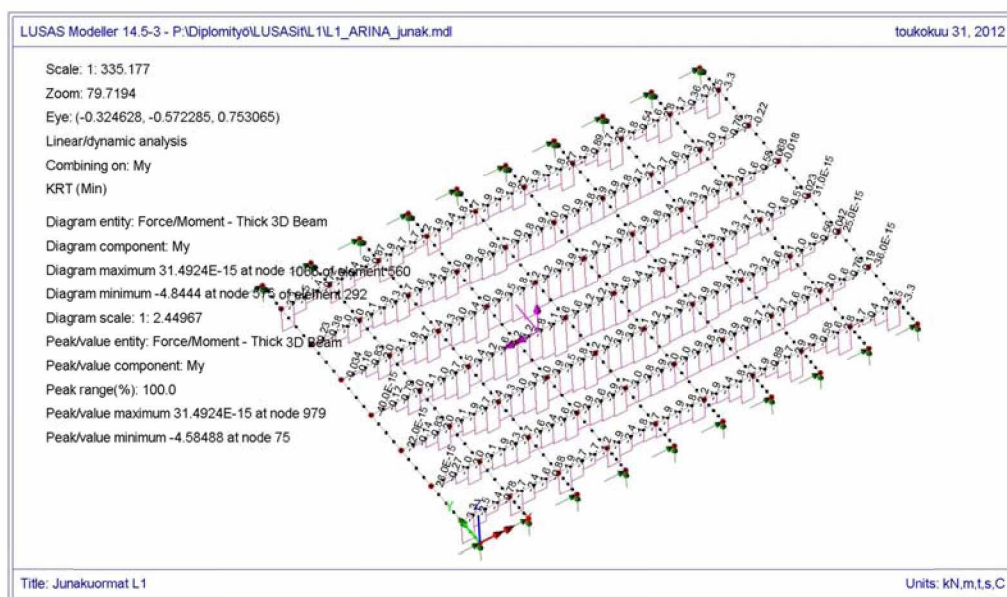


Kuva 6.34 Lohkon 1 pääsuunnan käyttörajatilan taivutusmomentin verhokäyrät rakenteiden omista painoista ja junakuormasta LM71-25



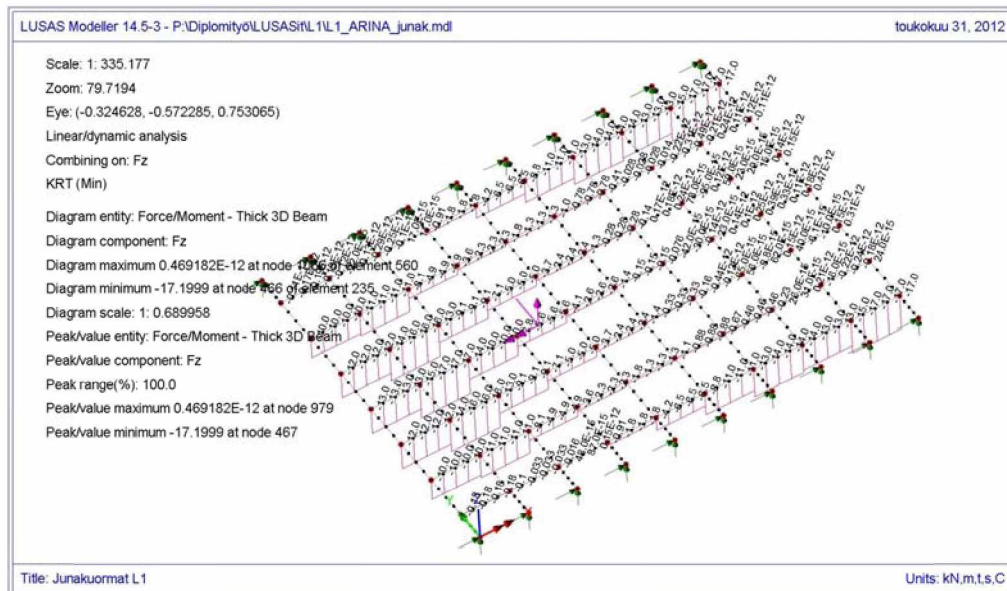
Kuva 6.35 Lohkon 1 pääsuunnan käyttörajatilan leikkausvoiman verhokäyrät rakenteiden omista painoista ja junakuormasta LM71-25

Poikkisuunnan rasituksia laskettiin mallilla, jossa poikkisuunnan arinapalkkien taivutus- ja vääntöjäykkyys oli puolet täysin halkeilemattoman poikkileikkauksen arvoista. Oma paino ei aiheuttanut poikkittaisia rasituksia. Kuvassa 6.36 nähdään käyttörajatilan poikkittaiset taivutusmomentin verhokäyrät. Suurin taivutusmomentti käyttörajatilassa oli 4,7 kNm, jolloin mitoitusmomentti oli 6,8 kNm. On kuitenkin huomioitava, ettei tässä tarkastelussa ole tehty pääsuunnanväännön ja taivutuksen yhteisvaikutuksen tarkastelua. Jos tarkastelu tehtäisiin, nousisivat halkeilua aiheuttavat taivutusmomentit varsinkin lähellä tukia.



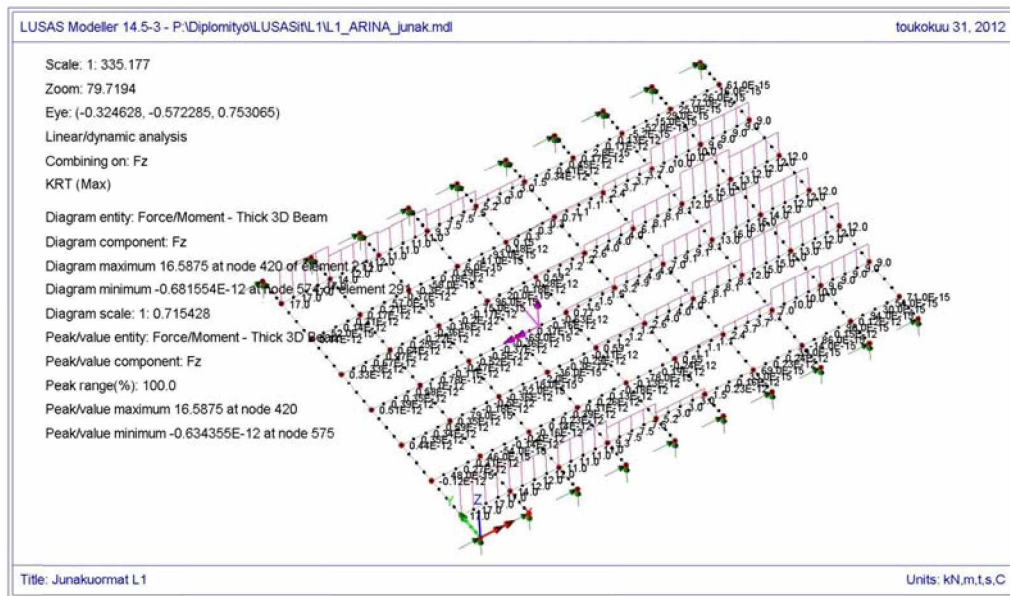
Kuva 6.36 Lohkon 1 poikkisuunnan taivutusmomentin verhokäyrät käyttörajatilassa junakuormista

Lohkon 1 poikkisuuntaisen leikkausvoiman minimin verhokäyrät on esitetty kuvassa 6.37 ja maksimit kuvassa 6.38. Nähdään, että suurin vaikuttava leikkausvoima käyttörajatilassa oli 17 kN, jolloin mitoitusleikkausvoima oli 25 kN.



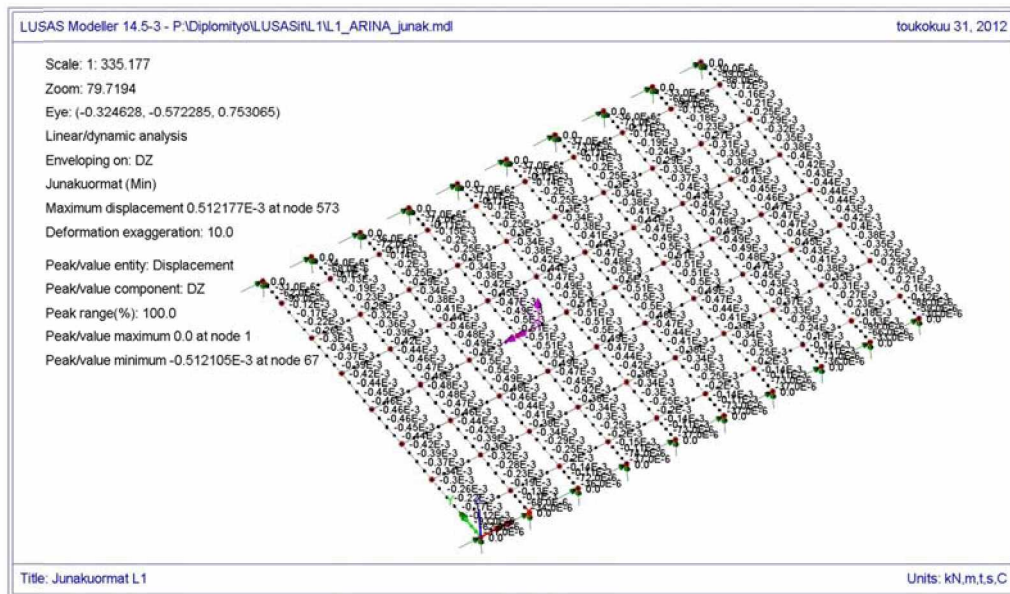
Kuva 6.37 Lohkon 1 poikkisuunnan leikkausvoiman minimin verhokäyrät käyttörajatilassa junakuormista





Kuva 6.38 Lohkon 1 poikkisuunnan leikkausvoiman maksimin verhoikäyrät käyttörajatilassa junakuormista

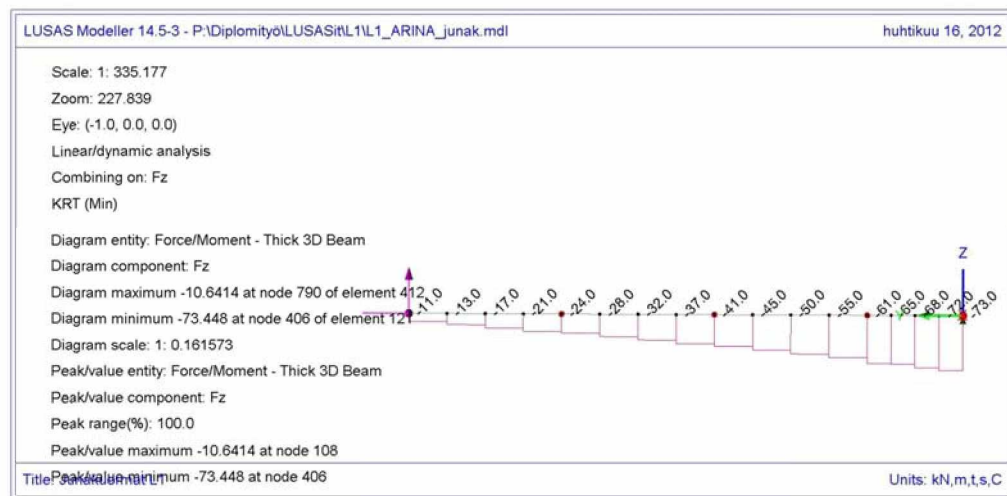
Lasketaan lohkon 1 taipumat junakuormasta mallilla, jossa pääsuunnan taivutusjäykkyytenä käytetään halkeilemattoman ja halkeilleen tilan taivutusjäykkyyksien keskiarvoa. Täten laskien taulukossa 6.2 esitetyillä arvoilla saadaan pääsuunnan jäykkyydeksi n. 57 MNm<sup>2</sup>. Kuvassa 6.39 on esitetty pääsuunnan palkkien suurimmat taipumat käyttörajatilassa junakuormista. Kuvasta nähdään, että suurin taipuma on 0,51 mm.



Kuva 6.39 Lohkon 2 suurimmat taipumat käyttörajatilassa junakuormista

Lasketaan samalla mallilla myös rasitetuimman pääsuunnan palkin suurimmat leikkausvoimat, joiden kautta pystytään laskemaan kyseisessä palkissa vaikuttava suurin leikkausvuo. Leikkausvoimat on esitetty kuvassa 6.40. Käyttäen taulukossa 6.4 esitettyä liittopoikkileikkauksen leikkausvuon ja leikkausvoiman välistä suhdelukua (3,45) saadaan määritettyä rakenteen suurimmaksi leikkausvuon arvoksi 190 kN/m, kun

tarkastellaan leikkausvoimaa poikkileikkauksen tehollisen korkeuden päässä tuelta. Samoja periaatteita sovellettiin myös kappaleessa 6.3.4.



Kuva 6.40 Lohkon 1 rasi-tuimman pääsuunnan palkin jännevälän puolikkaan suurimpien leikkausvoimien verhoikäyrä käyttörajatilassa omasta painosta ja junakuormista

Tarkastellaan edellä esitettyjen junakuormien aiheuttamien rasitusten ja rakenteelle määritettyjen kestävyysien suhdetta taulukossa 6.11. Käytetään taas samoja periaatteita, kuin kappaleessa 6.3.4 on esitetty.

Taulukko 6.11 Lohkon 1 käyttöasteet junakuormien aiheuttamille rasituksille ja muodonmuutoksille

LOHKO 1	Mitoitusrasitus	Mitoituskestävyys	Käyttöaste
Taivutusmomentti	57 kNm	205 kNm	28 %
Leikkausvoima	103 kN	333 kN	31 %
Poikittainen taivutusmomentti	6,8 kNm	17,6 kNm	39 %
Poikittainen leikkausvoima	25 kN	87 kN	28 %
Taipuma	0,51 mm	3,63 mm	14 %
Leikkausvuo	190 kN/m	473 kN/m	40 %

Taulukosta nähdään, että lohkon 1 käyttöasteet ovat melko matalia. Verrattuna lohkon 2 käyttöasteisiin taulukossa 6.9, nähdään, että pääsuunnan suhteelliset rasitus-tasot laskivat ja poikkisuunnan taas kasvoivat, kun tarkasteltavan rakenteen leveys kasvoi. Suurin käyttöaste kuitenkin on edelleen teräspalkin ja betonilaatan välisellä leikkausvuolla.

## 7 Tulosten vertailu

### 7.1 Yleistä

Suokannan rautatiesillan kaksi lohkoa koekuormitettiin ja molemmille lohkoille tehtiin liittorakenteiden teorian perusteella laskennallisia tarkasteluja. Näillä kahdella tavalla saatuja tuloksia vertailtaessa voidaan sanoa missä määrin laskennalliset tarkastelut vastasivat rakenteen todellista käyttäytymistä ja mitä mahdollisesti tulisi ottaa huomioon, kun tarkastellaan teräspalkkibetonisen sillan kantavuutta. Molempien lohkojen tapauksessa lasketut ja koekuormituksesta mitatut tulokset vastasivat hyvin toisiaan tiettyyn kuorman tasoon saakka, jonka jälkeen koekuormitetun rakenteen jäykkyys laski suhteessa laskennallisen tarkastelun arinamalliin.

Tuloksia vertailtaessa täytyy kuitenkin huomioida, että niin mittauksissa kuin rakenteen laskennallisessakin analyysissä voi tulla virheitä, jotka vaikuttavat lopputulokseen. Esimerkiksi materiaalien lujuudet määritettiin melko rajatulta alueelta rakenteesta, jolloin niiden käyttö laskennallisessa tarkastelussa ei välttämättä tuota täysin tarkkaa arviota rakenteen toiminnasta koekuormituksessa. Kappaleen 6.1.5 taulukossa 6.3 on esitetty eri lähtöarvojen muutoksen vaikutus lopputuloksiin, josta nähdään, että paikalliset vaihtelut rakenteen jäykkyydessä ja murtokuormassa olisivat n.  $\pm 10\%$  oletetuilla poikkileikkauksen epätarkkuuksilla. Lisäksi mitta-anturit saattavat mitata myös ilmiöitä, joita niiden ei ole tarkoitettu mittaavan, tai mittaustulos saattaa olla virheellinen anturin tai mittaustavan virheellisyyden vuoksi. Esimerkiksi taipumia mitattaessa tukien muodonmuutokset näkyivät myös selvästi ensimmäisten kuormitusten taipumamittauksissa.

Myös rakenteen laskennallinen tarkastelu momentti-käyritysmäyhteyden ja arinamallin kautta ovat yksinkertaistuksia todellisen rakenteen toiminnasta. Yksinkertaistuksessa mallissa huomiotta jäävien ilmiöiden, kuten teräksen ja betonin välisen tartunnan merkitsevyydestä riippuu se kuinka tarkasti tehty tarkastelu pystyy kuvaamaan todellisuutta.

### 7.2 Taipumat

Molemmista lohkoista mitattiin taipumia niiden alapinnasta useasta kohdasta. Taipumien suuruuteen vaikutti rakenteen kuorma ja sen taivutusjäykkyys, mutta myös muut muodonmuutokset, kuten tukien painuminen ja rasiusten poikittainen jakautuminen. Laskennallisella tarkastelulla saatiin määritettyä rakenteen pääsuunnan toimintaa kuvaava momentti-käyritysmäyhteys, jota voitiin käyttää FE-analyysissä rakenteen mallinnukseen. Momentti-käyritysmäyhteyden laskennassa otettiin huomioon betonin vetolujuus, joten rakenteen pääsuunnan halkeilu näkyi myös analyysissä äkillisenä jäykkyyden muutoksena.

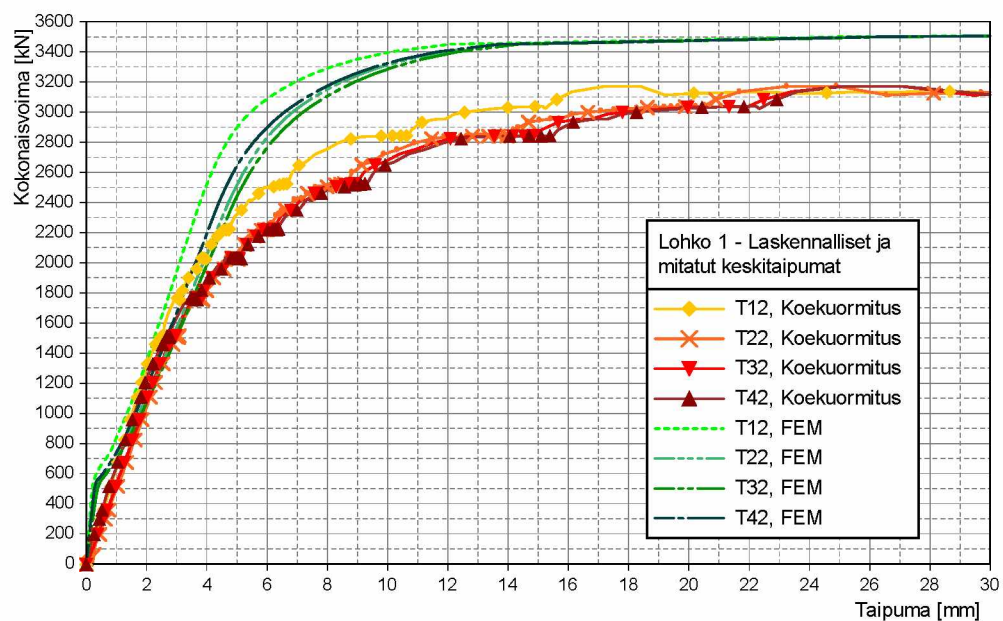
Rakenteelle tehtiin myös kuormituksia, joissa sen poikittaisella taivutus- ja vääntöjäykkyydellä oli suurempi merkitys leveyssuunnan taipumaeroihin kuin tavallisilla kuormituksilla. Lohkolle 1 tehtiin pistekuormitus laatan keskelle ja lohkolle 2 tehtiin epäkeskeinen kuormitus kuormituspalkin avulla. Simuloimalla nämä erilaiset kuormitustapaukset ja vertaamalla tuloksia koekuormitusten tuottamiin muodonmuutoksiin, saatiin kalibroituja käytetyn arinamallin poikittaisten arinapalkkien taivutusjäykkyys

ja vääntöjäykkyys, jotta rakenteiden rasiutusten jakautuminen mallissa vastaisi mahdollisimman hyvin todellisuutta ja koekuormitetun rakenteen pääsuunnan jäykkyyden vertaaminen tehtyyn malliin olisi helpompaa.

Tukien painumista ei mitattujen taipumien arvoista voi suoraan havaita eikä täten poistaa. Oletuksena kuitenkin oli, että tukien painumat olivat pieniä ja niistä olisi häiriötä lähinnä tarkasteltaessa muodonmuutoksia pienillä kuormilla. Koska poikittaisen suunnan jäykkyyden kalibroinnissa käytettiin pieniä kuormia, saattoivat tukien painumat jossain määrin haitata kyseisiä mittauksia ja niistä tehtäviä päätelmiä.

Molempien lohkojen tapauksessa arinamalli, jossa käytettiin täysin halkeilemattomia palkkien poikkileikkauksia poikittaisen taivutuksen ja väännön suhteen, tuotti parhaiten koekuormituksissa havaittuja taipumia vastaavat tulokset. Vaikka taipumien tulokset olivatkin erilaiset kuin rakenteesta mitatut, pystyttiin taipumien suhteista päättämään minkälainen malli vastasi parhaiten todellisuutta. Poikittaisen kalibroinnin seurauksena lohkon 2 tapauksessa analyyseissä käytettiin täysin halkeilemattomia poikkileikkauksia poikittaisessa taivutuksessa ja väännössä. Lohkon 1 pääsuunnan arinapalkkien vääntöjäykkyytenä käytettiin puolikasta arvoa täydestä arvosta, koska sillä saadut tulokset olivat hyvin lähellä halkeilemattoman analyyysin tuloksia ja laatan leveydestä johtuen arveltiin suuremmilla kuormilla vääntöjäykkyyden kuitenkin pienenevän rasiutusten kasvaessa.

Tarkastellaan, kuinka FE-malli, jossa käytettiin poikkileikkauksille määrättyä momentti-käyristymä yhteyttä ja pienempien kuormitusten perusteella määritettyjä kalibroituja jäykkyyksiä, vastaa koekuormituksesta havaittuja taipumia. Kuvaan 7.1 on piirretty lohkon 1 koekuormituksen voima-taipumakuvaajat punaisella yhtenäisellä ja merkityllä viivalla sekä laskennallisesti määritetyt voima-taipuma yhteydet vihreillä katkoviivoilla.



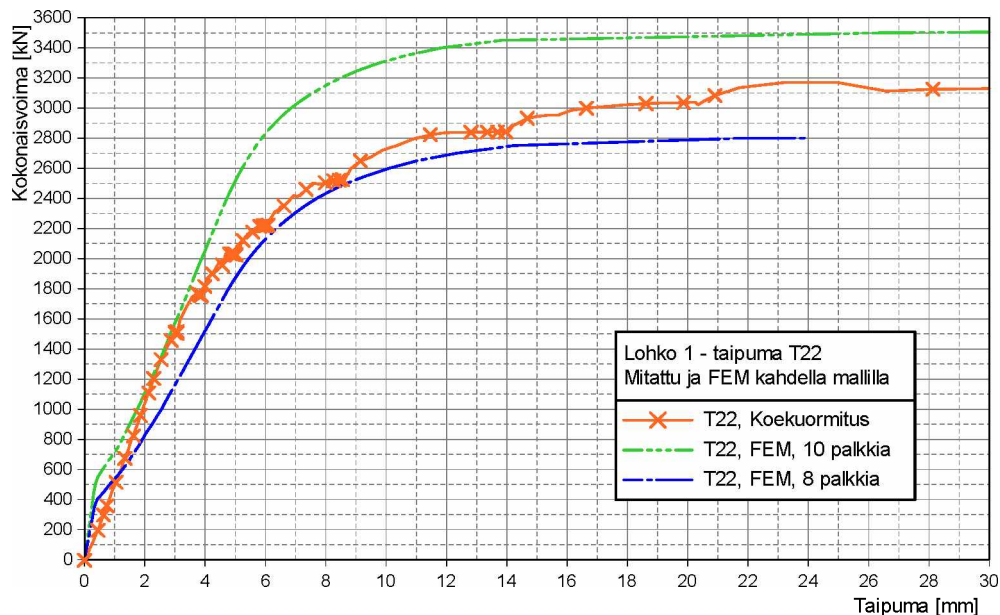
Kuva 7.1 Lohkon 1 koekuormituksista ja laskennallisesti saatujen voima-taipumayhteyksien vertailua

Kuvasta nähdään, että laskennalliset tulokset seuraavat hyvin koekuormituksen tuloksia aina kokonaiskuorman tasolle 1750 kN asti, jonka jälkeen koekuormituksen taipumat alkoivat poiketa laskennallisesta. Laskennallisissa tarkasteluissa havaittiin,



että rakenteen poikittainen halkeamamomentti ylitettiin mallissa kokonaiskuorma tasolla 1550 kN ja että poikittaisen leikkauskestävyyden ylitys tapahtui samassa kohdassa kuorman tasolla 2500 kN. Laskennallisissa tarkasteluissa ei kuitenkaan tehty rasitusten yhteisvaikutusten tarkastelua, eikä rakenteen poikittaisen suunnan halkeilu tai leikkauskestävyyden ylittyminen vaikuttanut rakenteen käyttäytymiseen. Täten malli ei suoraan pysty kuvaamaan rakenteen todellista käyttäytymistä poikittaisen kestävyden ylityttyä.

Rakenteen taipumat määritettiin myös mallilla, jossa otettiin huomioon vain kahdeksan palkkia siten, että reunalla R1 olleet palkit TP9 ja TP10 jäivät pois. Mallilla pyrittiin kuvaamaan rakenteen heikentymistä siinä tapauksessa, että irtileikkaantunut reuna ei enää ollenkaan tue ehjää rakennetta. Verrataan pisteen T22 koekuormituksessa havaittuja taipumia kahdella eri mallilla määritettyyn laskennalliseen taipumaan kuvassa 7.2.

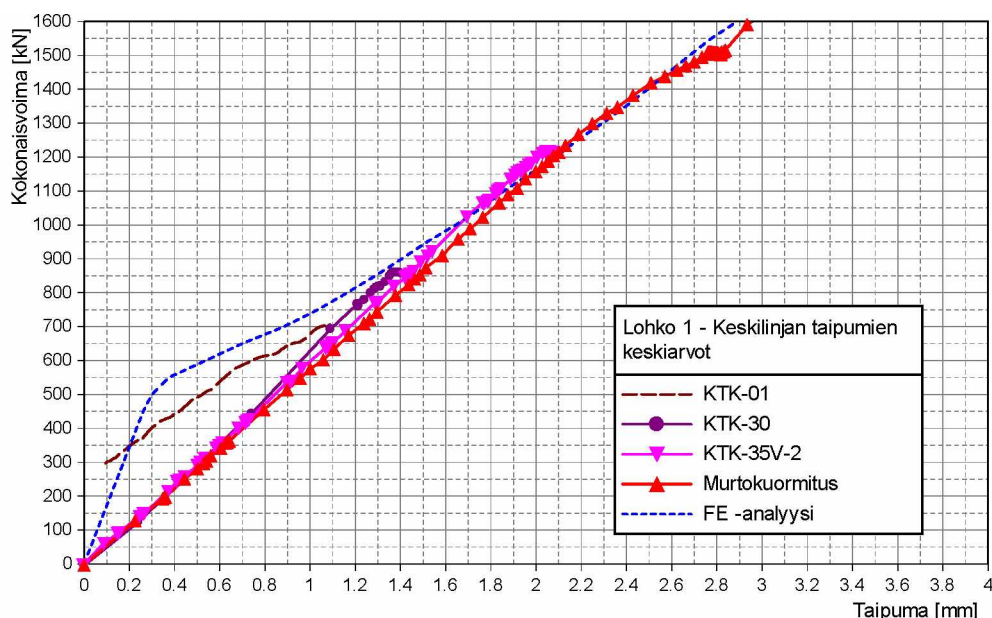


Kuva 7.2 Lohkon 1 koekuormituksen voima-taipumayhteys taipumamittauspisteessä T22 verrattuna vastaavan pisteen taipumiin FE -analyysissä, jossa toisessa reunan R1 irtileikkautuminen otettiin huomioon

Kuvasta nähdään, että rakenteen taipumat lähestyvät, poikettuaan alkuperäiseltä laskennalliselta käyrältä, kahdeksalla palkilla laskettua mallia. Taipumat eivät kuitenkaan saavuta alemmaa käyrää, vaan rakenteen murtokuorma on korkeampi kuin vain kahdeksalla palkilla mutta matalampi kuin täysin ehjällä rakenteella laskettaessa. Voidaan todeta irtileikkaantumisen/poikittaisen halkeilun alkaneen lähellä arinamallin antamaa poikittaisen halkeilun kokonaisvoimatasoa ja edenneen kuormituksen lisääntyessä ja rasitusten jakaantuessa uudelleen leikkaantumiskohdan lähellä. Leikkaantunut osa oli kuitenkin kiinni rakenteessa ja läheltä reunoja ja pystyi edelleen jonkin verran vaikuttamaan rakenteen pääsuunnan jäykkyyteen ja murtokestävyyteen.

Tarkastellaan kuvassa 7.3 lohkon 1 koekuormituksen keskilinjän mittapisteiden keskiarvon voima-taipumayhteyttä pienillä kuormilla ottaen mukaan käyttötason kuormitukset. Kuvasta nähdään, että taipumat olivat ensimmäisillä kuormituksilla korkeampia kuin seuraavilla kuormituksilla, mistä voidaan päätellä, että rakenne ei ratarakenteessa ollessaan erityisen paljon ollut halkeillut. Halkeilun lisääntyttyä, vastaavat koekuormituksen taipumatulokset laskennallista tulosta, jossa halkeilu oli myös jo

tapahtunut taivutusmomentin ylitettyä halkeilumomentin tason koko rakenteen leveydeltä. Kuvasta on huomattava, että kuormituskerran KTK-O tapauksessa taipumis-  
sa havaittiin suuria arvoja tukien painumisen johdosta, joten taipumien nollakohta valittiin kuormituksen jälkeiseen tilaan. Täten kyseinen voima-taipumayhteys ei täysin vastaa rakenteen todellista taipumaa alkuosaltaan, mutta siitä kuitenkin nähdään jossain määrin taivutusjäykkyyden kehittyminen ensimmäisellä kuormalla.



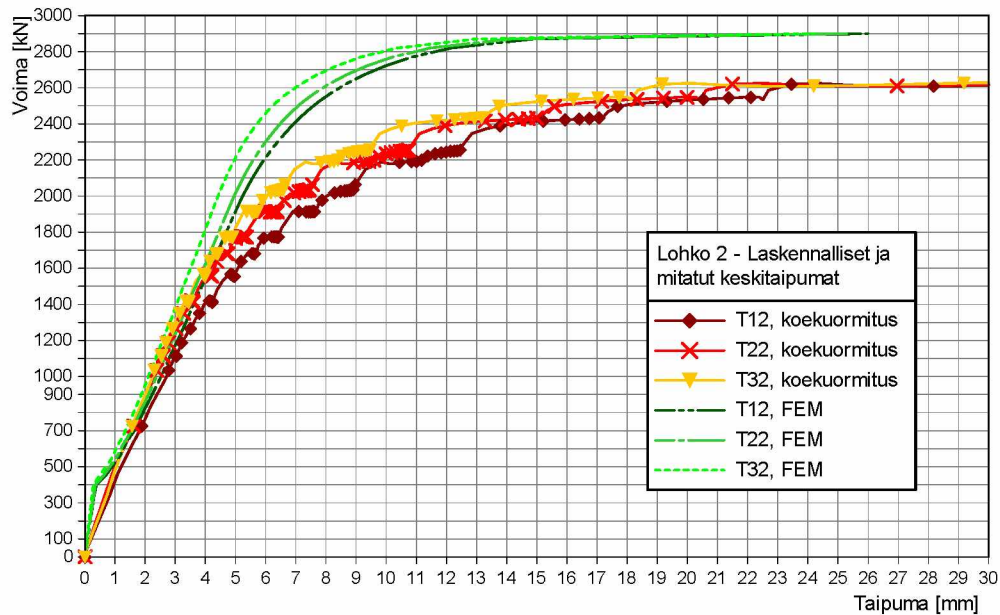
Kuva 7.3 Lohkon 1 koekuormitusten voima-taipumayhteydet käyttötason kuormilla verrattuna FE -analyysin voima-taipumayhteyteen

Lohkon 2 mitatut ja lasketut voima-taipumakuvaajat on esitetty kuvassa 7.4. Kuvaajasta on jätetty vertailtavuuden vuoksi pois koekuormituksen loppuosa sillä mitatut taipumat murroksessa ( $F=2760$  kN) olivat lähes 80 mm ja niiden huomioon ottaminen vaikeuttaisi kuvaajaan tulkintaa. Muuten kuvasta nähdään, että laskennalliset ja havaitut voima-taipumayhteyden vastaavat hyvin toisiaan aina kokonaiskuorman tasolle 1300 kN asti. Kyseisen tason jälkeen mitatut taipumat kasvoivat enemmän kuin lasketut, mihin syynä todennäköisesti oli sellaisten pysyvien muodonmuutosten kehittyminen, kuten betonin viruminen tai teräspalkin liukuminen, joita ei laskennallisessa tarkastelussa otettu huomioon. Laskennallinen tarkastelu oletti teräspalkin TP1 toimivan täydellisenä liittorakenteena loppuun saakka, vaikka reunan sahaus varmasti-  
kin vaikutti kyseisen palkin toimintaan siten, että kyseisen palkin jäykkyys laski. Palkin päähän muodostuneet suuret liukumukset tukevat myös tukevat tätä tulkintaa. Kyseisen tason jälkeen kuorman nostojen välissä mitatun taipumakäyrän kulmakerroin on kuitenkin edelleen lähes sama kuin laskennallisen käyrän aina kuorman tasolle 2200 kN asti, minkä jälkeen rakenteen taipumat alkoivat kasvaa huomattavasti. Se, että käyrien kulmakerroin on sama, kertoo siitä, että lyhytaikainen taivutusjäykkyys on edelleen kohtuullisen sama. Vastakkainen havainto tehdään kuvan 7.1 mukaisesta lohkon 1 taipumien arvoista, joissa mitattujen käyrien kulmakertoimet selvästi pienenevät suhteessa laskennalliseen, koska rakenteen lyhytaikainen jäykkyys todellisuudessa laski reunan irtileikkaantumisen vuoksi.

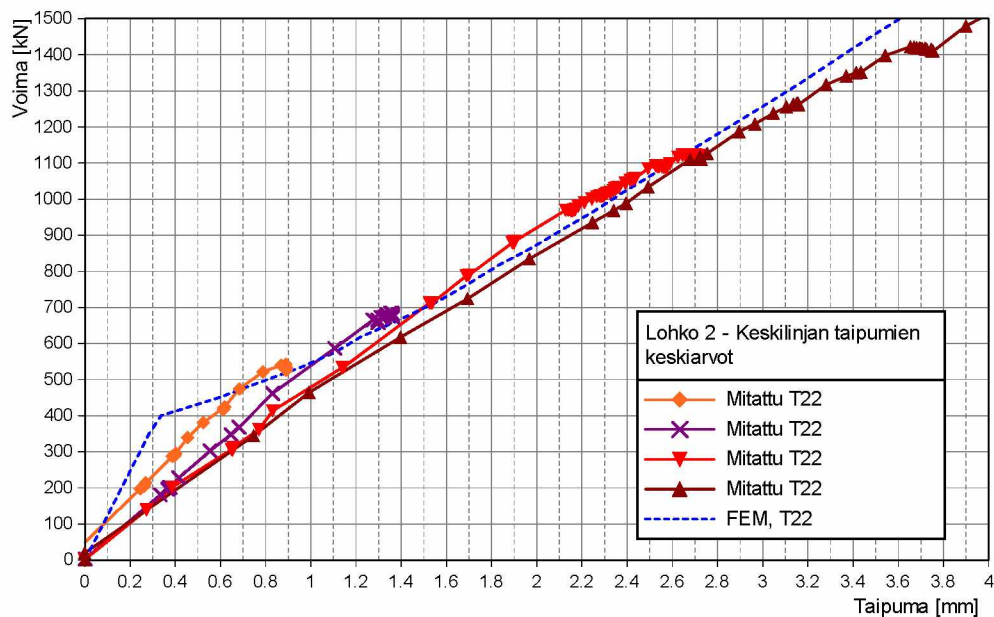
Tarkastellaan kuvassa 7.5 lohkon 2 kuormituksen käyttötilan kuormitusten voima-taipumayhteyksiä keskilinjan mittapisteiden keskiarvon kautta. Kuvasta nähdään, että pienillä kuormilla rakenteen taipumat olivat suhteessa pienempiä kuin suuremmilla



kuormilla. Toisin kuin lohossa 1, havaittu jäykkyuden aleneminen tapahtuu hitaammin kuin laskennallinen tarkastelun mukaan tapahtuisi.



Kuva 7.4 Lohkon 2 koekuormituksista ja laskennallisesti saatujen voima-taipumayhteyksien vertailua



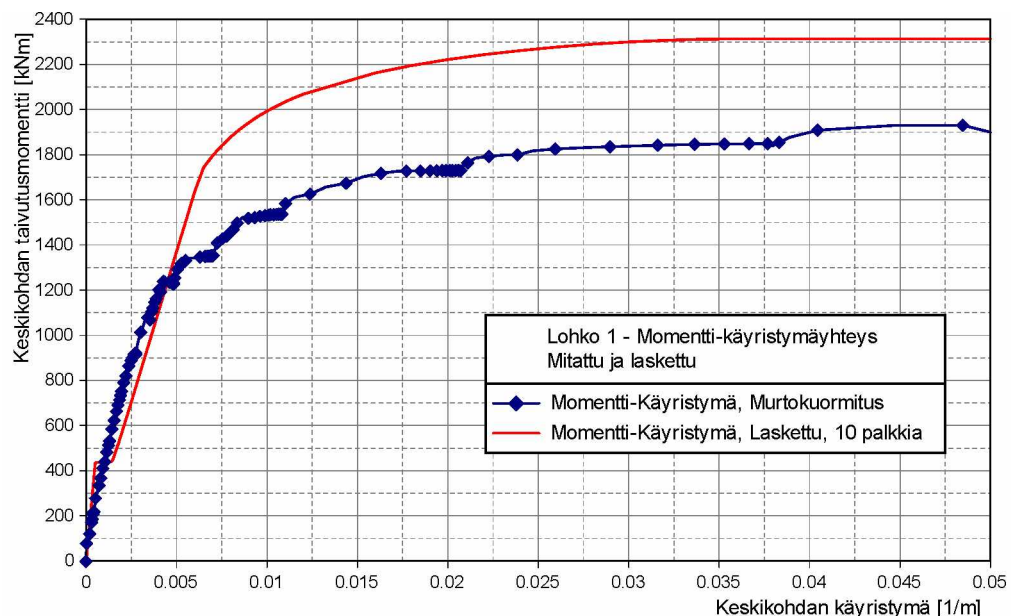
Kuva 7.5 Lohkon 1 koekuormitusten voima-taipumayhteydet käyttötason kuormilla verrattuna FE -analyysin voima-taipumayhteyteen

Taipumia tarkasteltaessa on toki huomioitava, että mitta-anturit mittasivat muutakin kuin pelkkää rakenteen taipumaa. Tuloksiin vaikutti tukien painuminen ja muut vastaavat ilmiöt. Laskennallisissa tarkasteluissa betonin vetolujuus taas oli määriteltä täysin betoninpuristuslujuusmittausten ja eurokoodin kaavojen perusteella. Betonille tehdyt halkeiluvetolujuuskokeet toisaalta tukivat edellä mainitulla laskettuina vetolujuuden arvoja, mutta halkeamien eteneminen rakenteessa on monimutkaisempi ilmiö kuin tässä työssä on oletettu. Tulosten perusteella voidaan kuitenkin katsoa, että molemmat lohkot olivat lähtökohtaisesti vain vähän halkeilleet pääsuunnassa ja täten kokenut käyttöikänsä aikana melko pieniä rasituksia suhteessa koekuormituskuormiin.

## 7.3 Rakenteen käyristymät ja taivutusjäykkyys

Rakenteen taivutusjäykkyyttä ja lujuusopillista toimintaa voi päätellä sen taipumista tai sitten venymien kautta. Taipumat ovat siinä mielessä helpompia käsitellä rakenteen tarkastelussa, että niiden arvo mittauspisteen lähistöllä ei yleensä muutu paljoa. Tarkasteltaessa rakenteen muodonmuutoksia venymää mittaavilla antureilla, saattavat paikalliset vaihtelut olla suuriakin riippuen siitä, kuinka kuorma todellisuudessa jakaantuu liittopoikkileikkauksen taivutukselle ja teräsbetonirakenteen väännölle ja mitkä ovat rakenteen paikalliset jäykkyyteen vaikuttavat tekijät kuten poikkileikkauksen geometria ja tartunta teräksen ja betonin välillä. Lohkoista mitattiin betonin ja teräksen venymiä useasta kohtaa siten, että teräksestä mitattiin venymää alapinnasta ja samasta kohtaa betonista puristumaa yläpinnasta. Kun tiedettiin suurin piirtein mittapisteiden välinen etäisyys laatan paksuussuunnassa, saatiin käyristymä kyseisellä kohtaa laskettua.

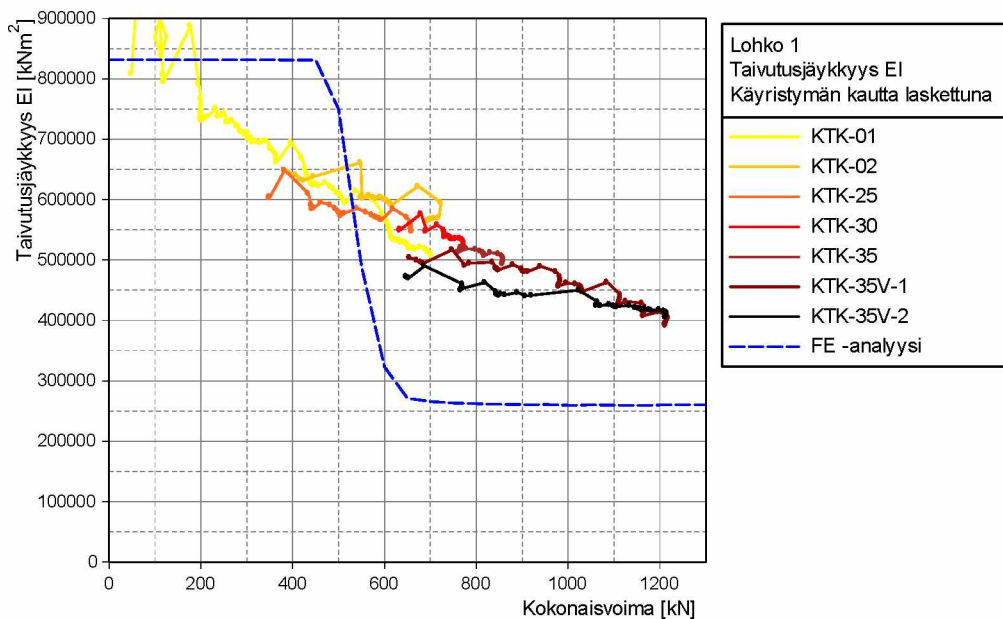
Tarkastellaan koekuormituksesta saatua keskikohdan keskiarvostettua käyristymää ja laskennallista momentti-käyristymäyhteyttä lohkolle 1 kuvassa 7.6 ja lohkolle 2 kuvassa 7.8. Kuvissa koekuormituksen keskikohdan momentti on määritetty käyttämällä laskemisessa samaa kaavaa, kuin käytettiin kappaleessa rakenteen 5.2.3 taivutusjäykkyyden määrittämiseen. Laskennallinen taivutusmomentti taas on saatu suoraan kuvan 6.6 momentti-käyristymäyhteyden momentin arvosta, joka on kerrottu palkkien lukumäärällä. Yllä mainituista yksinkertaistuksista huolimatta, vastaavuus laskennallisen ja mitatun käyristymän välillä on kohtuullisen hyvä kuormituksen alkuvaiheessa. Tietyn tason ylityksen jälkeen molempien lohkojen käyristymä poikkeaa laskennallisesti saadusta ja saavutettu taivutusmomentti jää jonkin verran laskennallisesta maksimimomentista.



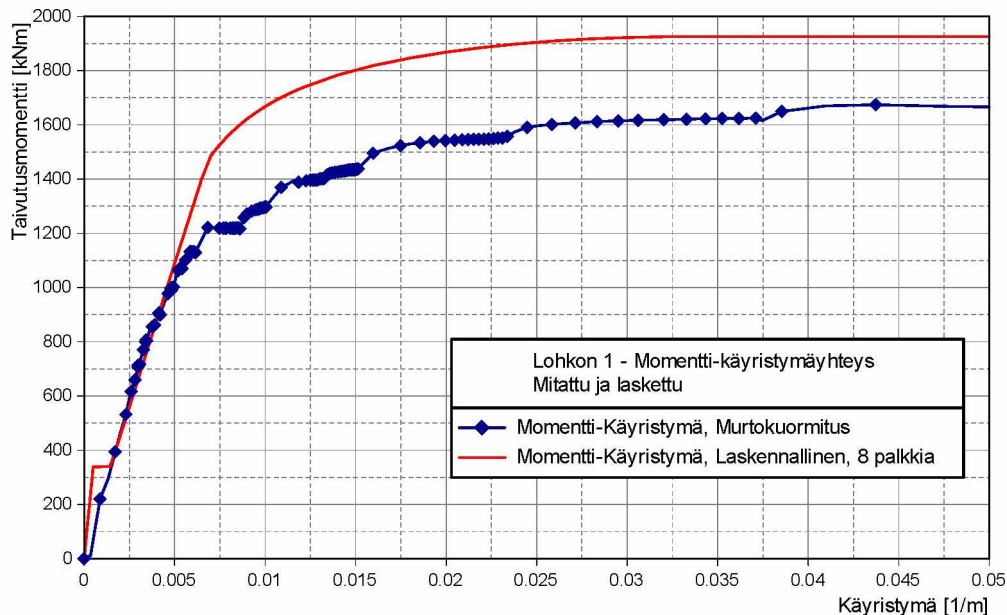
Kuva 7.6

Lohkon 1 keskikohdan mitattu momentti-käyristymäyhteys verrattuna laskennallisesti määritettyyn

Kuvasta 7.6 nähdään, että kuormituksen alkuvaiheessa lohkon 1 käyritymä on jonkin verran suurempi kuin laskennallisesti saatu käyritymä. Todennäköisesti syynä on se, että voiman ja käyritymien keskiarvoistaminen rakenteen keskelle ei todellisuudessa kuvaa rakenteen rasituksia kovin hyvin laatan leveydestä johtuen. Täten rakenne vaikuttaa näennäisesti huomattavasti jäykemmältä, kuin laskennallisesti sille pääsuunnan jäykkyydeksi saataisiin. Verrattaessa kuvassa 7.7 rakenteen käyritymien kautta laskettua taivutusjäykkyyttä laskennallisten käyritymien kautta määritettyyn nähdään, että käyrissä on melko suurta eroa vaikkakin niiden muoto on jossain määrin samanlainen. Voidaan todeta, että käytetty arinamalli ei varmaankaan ota riittävästi huomioon laatan todellista vääntöjäykkyyttä. Lisäksi vetojäykistysvaikutus ja halkeilun eteneminen rakenteessa aiheuttaa näennäisesti suuremman jäykkyyden, kuin laskennallisesti täydellisesti halkeilleella poikkileikkauksella laskettaessa saadaan.

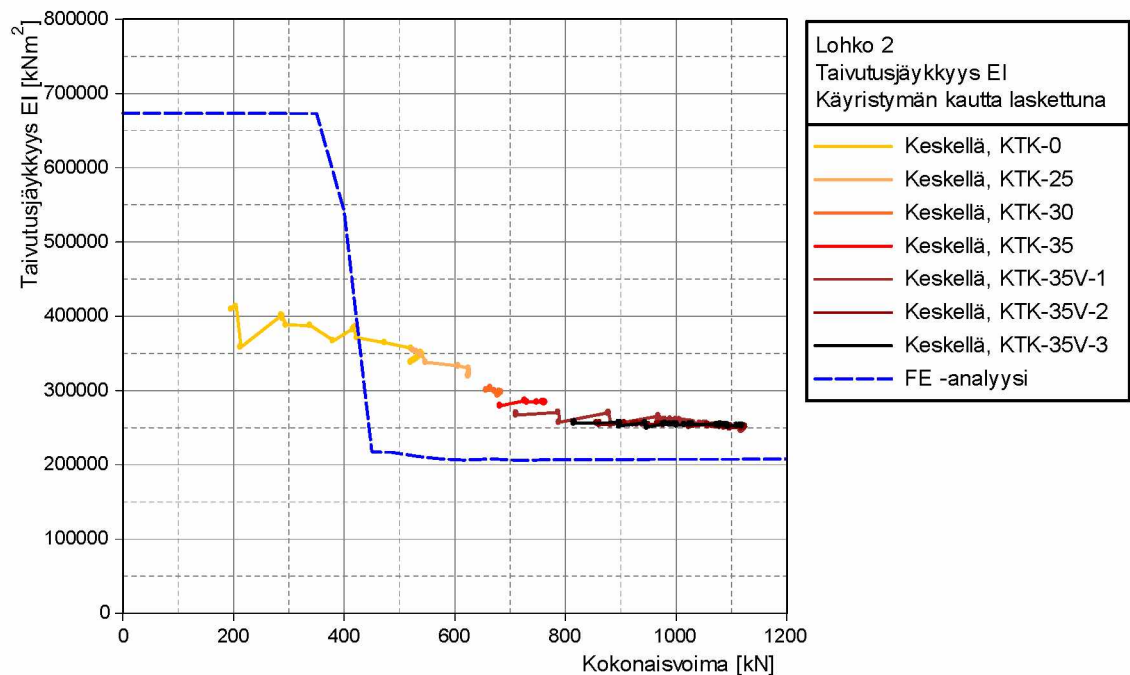


Kuva 7.7 Lohkon 1 jännevälän keskikohdan taivutusjäykkyys mitatun käyritymän ja FE-analyysistä poimitun käyritymän kautta laskettuna



Kuva 7.8 Lohkon 2 keskikohdan mitattu momentti-käyritymäyhteys verrattuna laskennallisesti määritettyyn

Lohkon 2 tapauksessa käyritymä seuraa paremmin laskennallista arvoa alhaisilla taivutusmomentin arvoilla, koska kuormituspalkki oli lähes yhtä leveä kuin rakenne. Tällöin laskentaoletus rakenteen palkkimaisesta toiminnasta ja suureiden keskiarvoistamisesta toimii paremmin. Myös verrattaessa kuvassa 7.9 rakenteen käyritysmien kautta laskettua taivutusjäykkyyttä laskennallisten käyritysmien kautta määritettyyn nähdään, että rakenteen jäykkyys pienimillä käyttötilan kuormatasoilla oli korkeampi, kuin suuremmilla, mutta selvästi pienempi kuin laskennallisesti määritetty halkeilemattoman rakenteen jäykkyys.



Kuva 7.9 Lohkon 2 jännevälin keskikohdan taivutusjäykkyys mitatun käyritysmän ja FE-analyysistä poimitun käyritysmän kautta laskettuna

Kun mitataan poikkileikkauksen käyritysmää rakenteen keskeltä, saattaa tulokseen vaikuttaa moniakin virhelähteitä. Venymän mittapisteet eivät välttämättä olleet aivan samalla kohtaa sekä itse venymän mittaauksessa on aina jonkin verran epätarkkuutta. Käyritysmään vaikutti se kuinka tarkasti rakenteen paksuus kyseisellä kohtaa saadaan arvioitua ja kuinka paljon poikkileikkauksen toiminta poikkeaa täydellisen liittorakenteen toiminnasta. Varsinkin lohkon keskellä, jossa on suurimmat rasitukset jo pelkästä taivutuksesta ja jossa betoniin aiheutui pystysuuntaista rasitusta viivakuormista, saattaa venymien mittausten arvot poiketa huomattavastikin palkkiteorian arvoista.

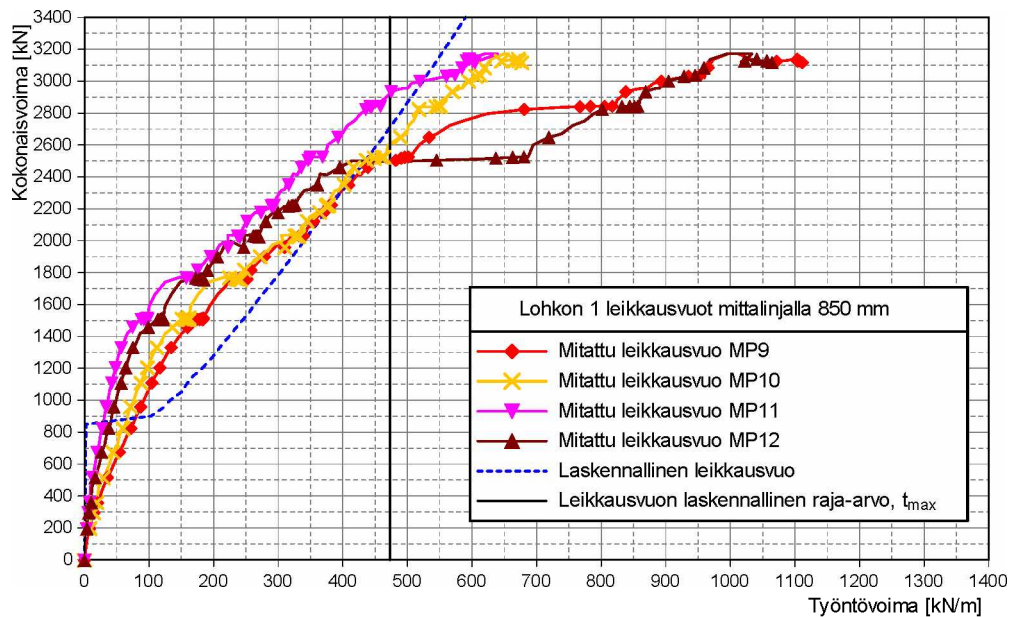
## 7.4 Liittopoikkileikkauksen toiminta ja leikkausvuo

Rakenteista mitattujen mittojen perusteella kehitettiin lohkojen keskikohdan yhtä betonin ja teräspalkin muodostamaa liittorakennetta kuvaava poikkileikkaus, jolle laskettiin teoriaosuudessa esitellyllä numeerisella laskutavalla momentti-käyritysmäyhteys. Kyseisestä yhteydestä pystyttiin päättämään rakenteen taivutusjäykkyys,



murtomomentti ja sitä pystyttiin käyttämään suoraan mallinnettaessa rakennetta FEM -ohjelmaan. Lisäksi samojen laskelmien yhteydessä saatiin laskettua muita poikkileikkauksen ominaisuuksia kuten poikkileikkauksen teräsprofiiliin vaikuttava pituussuuntainen kokonaisnormaalivoima, jonka kautta saadaan laskettua leikkausvuorakenteessa samaan tapaan kuin se koekuormituksesta määritettiin.

Vertaillaan kuvassa 7.10 lohkojen teräspalkkien venymän kautta mitattua leikkausvuon arvoa ja rakennemallista saatuja vastin pisteiden leikkausvuon arvoja. Kuvaan 7.10 on piirretty lohkon 1 mitatut ja lasketut leikkausvuon arvot. Kuvasta nähdään, että laskennallisen tarkastelulla saatu leikkausvuon ja kokonaisvoiman yhteys on hieman erilainen kuin koekuormituksesta saatu. Kuormituksen alussa leikkausvuot olivat laskennallista pienempiä ja lähellä murtoa taas suurempia. Lohkon 1 ollessa kyseessä täytyy toki ottaa huomioon, että rakenne muuttui oleellisesti poikittaisen leikkaantumisen johdosta, mikä vaikuttaa myös leikkausvuon tuloksiin vaikkakaan mittauspisteet eivät olleet irtileikkaantuneella reunalla. Kuvaan on myös piirretty standardin BS5400-5:2005 mukaisen tartuntajännityksen käyttörajatilan maksimiarvon kautta laskettu leikkausvuon maksimiarvo.

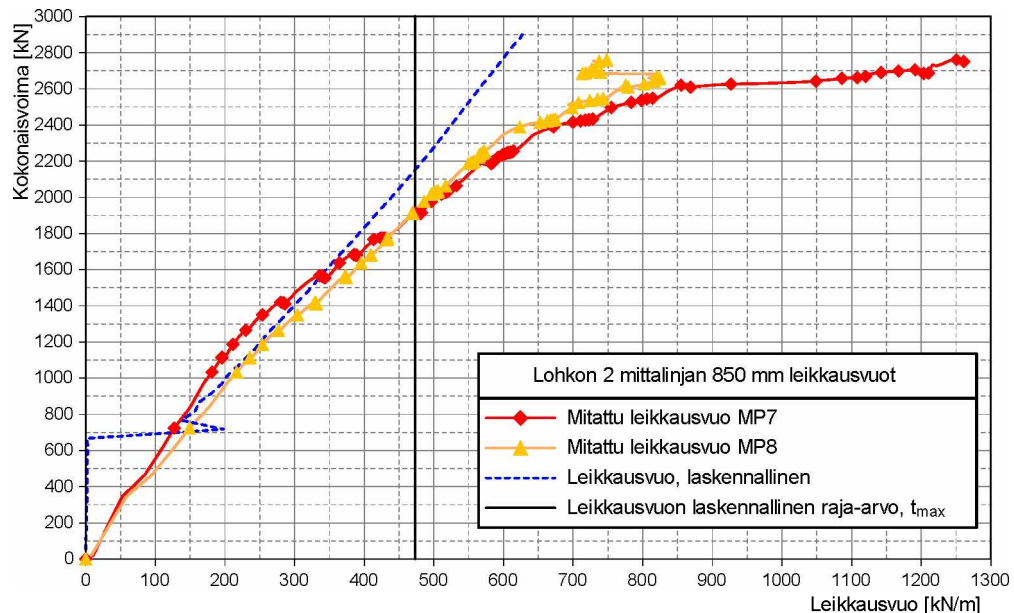


Kuva 7.10 Lohkon 1 mitattujen ja FE-analyysin kautta laskettujen työntövoimien vertailua

Syy laskennallisen tarkastelun ja koekuormituksen mittaustulosten eroihin kuormituksen alkupäässä on halkeilun kehittyminen rakenteessa. Kuten laskennallisestakin käyrästä nähdään, niin halkeilun kehittymisellä on erittäin suuri vaikutus leikkausvuon arvoihin. Koska rakenne ei kuitenkaan halkeillut samalla tavalla kuin ideaalinen palkkimainen rakenne ja halkeamien välillä vaikutti jonkin suuruinen tartuntajännitys, jäivät todelliset leikkausvuot pienemmiksi. Vasta rakenteen rasitusten noustua tarpeeksi korkealle alkaa oletus rakenteen toiminnasta täydellisesti halkeilleena pitää paikkaansa lähellä rakenteen keskustaa. Tällöin tosin tartuntajännitykset olivat nousseet niin korkeiksi, että teräksen ja betonin välille alkoi muodostua venymäeroa, mikä rakenteen poikittaisen leikkautumisen kanssa aiheuttaa poikkeamaa oletetusta käyttäytymisestä.

Lohkon 2 leikkausvuon ja kokonaisvoiman mitatut ja laskennalliset yhteydet on esitetty kuvassa 7.11. Kuvasta nähdään, että täydellisesti halkeilleen poikkileikkauksen

kautta laskettu leikkausvuo kuvaa hyvin rakenteesta mitattua leikkausvuota kuormituksen ensimmäisellä puoliskolla, toisin kuin lohkon 1 tapauksessa. Todennäköinen syy on rakenteen toimiminen enemmän pääsuunnassa palkkina kuin laattana, jolloin halkeilu kehittyi nopeammin. Tätä tukee havainto siitä, että lohkon 2 taivutusjäykkyys laski halkeilleelle tasolle kuormituksissa huomattavasti nopeammin kuin lohkon 1 (ks. kuvat 7.9 ja 7.7). Kuvassa on myös esitetty sama leikkausvuon raja-arvo kuin kuvassa 7.10.



Kuva 7.11 Lohkon 2 mitattujen ja FE-analyysin kautta laskettujen työntövoimien vertailua

Verrataan tuloksia liittopoikkileikkauksille kappaleessa 6.1.5 määritellyyn raja-arvoon, 473 kN/m. Lohkossa 1 raja-arvo ylittyi kuormituksessa pääosin kuormatasolla 2500 - 2600 kN, mutta yhdessä mittapisteessä arvo ylittyi vasta tasolla 2950 kN. Lohkossa 2 ylitys tapahtui kuormatasolla 1900 kN. Suhteessa murtokuormaan, lohkon 2 leikkausvuo ylitti raja-arvon aikaisemmin kuin lohkon 1 tapauksessa.

Suuri leikkausvuon ja tartuntajännityksen arvo saattaa selittää miksi lohkon 2 taipumat kasvoivat huomattavasti kuormituksen loppuvaiheessa verrattaessa laskennallisiin taipumiin. Tarkasteltaessa lohkon 2 taipumien mittausta, alkavat ne juurikin kasvaa huomattavasti tasolla, jossa myös leikkausvuot ylittivät määritetyn raja-arvon. Tällöin teräksen ja betonin tartunnan jäykkyys laski, todennäköisesti osittaisen tartunnan pettämisen johdosta. Kitkan ja osittaisen tartunnan aiheuttama voima oli kuitenkin vielä riittävä, jotta rakenteen sisäinen rakenneosien välinen voimaparin momentti säilyi ja rakenne saavutti taivutuskestävyytensä siten, että betoni murtui yläpinnastaan puristuksessa.

Lohkossa 1 tartunnan raja-arvon ylittymisen vaikutuksia on vaikeampi huomata koe-tuloksista, koska rakenne leikkaantui yhdeltä reunalta, mikä vaikutti suuresti taipumiin. Lisäksi rakenne oli poikittaisen leikkaantumisen jälkeen melko lähellä murtoa leikkausvuon raja-arvojen ylittyessä, jolloin rakenteen käyttäytyminen oli jo muutenkin epälineaarista. Liukumamittauksista tosin nähdään, että liukummat useassa mittauskohdassa alkoivat kasvaa kuormatason 2500 kN jälkeen, mikä kertoo tartunnan jonkinasteisesta pettämisestä kun tartuntajännitykset olivat nousseet riittävän korkeiksi (ks. kuva 5.45).



Koska joistakin kohtaa mitattiin myös teräksen venymää teräspalkin yläpinnasta, pystyttiin poikkileikkausten toimintaa liittorakenteena arvioimaan vertaamalla, säilyikö venymäjakauma poikkileikkauksen yli lineaarisena. Täydellisen liittorakenteen tapauksessa venymien jakauma betoni- ja teräspoikkileikkauksen yli olisi lineaarinen. Molemmissa lohkoissa lineaarisuus säilyi hyvin aina n.  $\frac{3}{4}$  asti saavutetusta murto-kuormasta, jonka jälkeen poikkileikkaukset vääristyivät enemmän tai vähemmän suhteessa täydelliseen liittorakenteeseen. Poikkileikkauksen vääristyminen johtuu todennäköisesti teräspalkin ja betonin välisen tartunnan ominaisuuksien muuttumisesta ja venymäeron syntyisestä rakenneosien välille. Ilmiö nähdään kuvista 5.24 ja 5.42, joihin on piirretty teräksen ja betonin venymäero eri kohdissa rakennetta. Venymäeroa alkoi muodostua poikkileikkauksissa sellaisilla leikkausvuon arvoilla, jotka vastasivat liittopoikkileikkaukselle määritettyä laskennallista raja-arvoa ja joilla rakenteen taipumien havaittiin kasvavan.

Kuvien osoittama poikkileikkausten venymäeron toiminta on hieman poikkeuksellista siinä mielessä, että tavallisesti teräksen ja betonin liitoksen pettäessä/plastisoituessa liittorakenteessa sen rakenneosien toiminta alkaa vastata enemmän yksittäisten rakenneosien toimintaa ilman liittovaikutusta (ks. kuva 3.5). Tällöin venymäeron pitäisi pienentyä, koska käyristymät rakenneosissa kasvavat jotta poikkileikkauksen taivutusmomentti pysyisi samana, kun rakenneosien normaalivoimien voimaparin momentti pienenee liittovaikutuksen heikentymisen seurauksesta. Koekuormitetuissa siltalohkoissa betonin rasitukset ensin jonkin verran vähenivät suhteessa täydellisen liittorakenteen tapaukseen, mutta pian kuitenkin betonilaatta kuitenkin puristui huomattavasti enemmän kuin teräspalkin poikkileikkauksen venymäjakauman kautta voisi olettaa. Voisi päätellä, että paikallisen tartuntalujuuden ylityksen jälkeen liukummat pääsevät helpommin syntymään jännevälin matkalla ja tarvittava voimaresultantti ankkuroituu vasta lähellä tukia, jossa rakenteen halkeilu on vähäisempää. Tällöin momentin kasvaessa halkeilleet poikkileikkaukset alkavat toimia enemmän vetopuristusvoimaparina ja rasitukset kasvavat koko jännevälin matkalla. Tämä selittäisi sen miksi venymäero rakenteissa kehittyi miten kehittyi ja miksi lohkon 2 tapauksessa kovin suuria liukumia ei havaittu teräspalkkien päässä.

Tuloksista voidaan nähdä, että laskennallinen menetelmä leikkausvuon määrittämiseksi antaa kohtuullisen hyvän arvion rakenteen leikkausvuosta, kun tartuntajännitys pysyy kohtuullisena ja rakenteen leveyden suhde sen jännemittaan on lähempänä palkkia kuin laattaa. Laattamaisen rakenteen tapauksessa mitatut leikkausvuot ovat turvallisella puolella. Lisäksi nähdään, että standardin BS 5400-5:2005 mukaan laskettu raja-arvo leikkausvuolle kuvaa hyvin tartunnan heikkenemistä rakenteessa. Kuten alkuperäisessä lähteessäkin esitettiin, tulisi tartuntajännitystä rajoittaa käyttörajatilassa, sillä liian suurella arvolla on vaikutusta rakenteen taivutusjäykkyYTEEN ja toimintaan liittorakenteena, kuten edellisten kappaleiden perusteella pystytään toteamaan.

## 7.5 Rakenteen poikittainen kestävyys

Lohkot mallinnettiin kolmiulotteisella arinamallilla, josta pystyttiin tarkastelemaan myös rakenteen poikkisuuntaisia rasituksia. Vaikkakin arinamalli on lähtökohtaisestikin yksinkertaistus laatan toiminnasta, kuvasivat rakenteesta tehdyt mallit taipumien osalta rakenteen toimintaa hyvin. Poikkisuunta mallinnettiin lineaarisilla palkkielementeillä, jotka eivät huomioineet betonin halkeilua tai poikkileikkauksen myötämistä, joten mallin voidaan katsoa kuvaavan todellisuutta vain kuin poikittaiset rasitukset pysyvät niille määritetyn kestävyuden alapuolella.

Pieniä koekuormia ja mallin toimintaa vertailtaessa tehtiin johtopäätös, että molemmat lohkot kuormituksessa toimivat väännön ja poikittaisen taivutusjäykkyyden osalta vastaavasti kuin arinamalli, jossa rakenne oli mallinnettu halkeilemattomana. Tuloks oli odotettavissakin sen perusteella, että rakenteen pääsuunnan liittopoikkileikkaus oli lähtökohtaisesti lähes halkeamaton, jolloin todellisten rasitustasojen voidaan olettaa sillan käyttöänsä aikana olleen alhaiset myös poikittaisessa suunnassa.

Kun rakennemallissa kuormaa lisättiin asteittain, pystyttiin siitä seuraamaan poikittaisen rasituksen kehittymistä. Lohkon 1 tapauksessa koekuormituksessa tehtiin havainto, että kuorman jakautuminen reunalle R1 alkoi heiketä kokonaisvoiman tasolta 1500 kN lähtien, mikä vastaa hyvin havaintoa siitä, että FE-analyysin perusteella voiman tasolla 1550 kN ensimmäiset poikittaiset halkeamat avautuvat reunalla R1 teräspalkin TP7 kohdalla. Mittauksissa havaittiin myös betonin poikittaisen venymien ja voiman yhteyden muuttuvan samalla voiman tasolla lohkon 1 keskellä. Murtokuormituksen jälkeen otetuista valokuvista nähtiin (ks. kuva 4.23), että palkin TP7 alueella oli huomattavia poikittaisen suunnan halkeamia. Kuormaa edelleen nostettaessa mallin mukaan rakenteen poikittainen leikkauslujuus ylittyisi samassa kohdassa kokonaisvoiman tasolla 2500 kN. Koekuormitusten tuloksista havaittiin, että välillä 2000 kN – 2500 kN tapahtui erittäin voimakasta rasituksen poikittaista uudelleen jakautumista mikä viittaisi reunan R1 irtileikkaantumiseen. Lohkon 1 tapauksessa rakennemalli ja teorian perusteella lasketut kestävyudet tuottivat tarkkoja arvioita rakenteen poikittaisesta toiminnasta.

Lohkon 2 tapauksessa rakenneanalyysin perusteella poikittainen halkeilukestävyys ylitettiin kuormalla 2440 kN ja poikittainen leikkauskestävyys kuormalla 2490 kN, mutta eri kohdassa rakennetta. Tapahtumat olivat mallin mukaan kuitenkin lähes samanaikaiset ja toinen ilmiö varmasti vaikutti toiseen. Koekuormituksessa havaittiin, että kuorman tasolla 2200 kN poikittaissuuntaista betonin puristumaa mitaavissa antureissa tapahtui molemmissa suuri muutos, mikä kertoo jostain poikittaisiin rasituksiin vaikuttaneesta tapahtumasta. Täten mallin vastaavuus koekuormitusten kanssa oli hyvä ottaen huomioon, että mallin mukaan murtokuormakin oli hieman korkeampi kuin koekuormituksessa saavutettu. Toisen betonin poikittaisen puristuma-anturin antama arvo alkoi pienentyä jo voiman tasolta 1200 kN, mikä saattoi kertoa poikittaisen suunnan halkeamien kasvamisesta jo kohtuullisen matalalla tasolla. Alapinnan halkeamista havaittiin, että kohdassa, jossa mallin mukaan halkeilukestävyys ylitys tapahtui, oli selkeitä sillan pituussuuntaisia halkeamia (ks. kuva 4.16). Myös kohdassa, jossa leikkauskestävyys mallin mukaan ylittyi, oli huomattavia halkeamia.

Vaikka rakenneanalyysi oli varsin yksinkertainen verrattuna siihen kuinka monimutkaisesti rasitukset jakaantuvat todellisessa laatussa, tuotti se kuitenkin tarkkaa tietoa

siitä minkälaisilla kuormatasoilla poikittaisia halkeamamomentin tai leikkauskapasiteetin ylityksiä tapahtuu.

## 7.6 Kantavuuden tarkastelut

Molemmille lohkoille määritettiin laskennalliset rasiustasot, jotka niille aiheutuvat akselipainoltaan 25 tonnin junan ylityksestä sekä itse siltarakenteen ja ratarakenteen omasta painosta. Määrittäminen tehtiin samanlaisella arinamallilla, jota käytettiin myös koekuormitusten simulointiin mutta jossa pääsuunta mallinnettiin lineaarisesti kimmoisena laskennan yksinkertaistamiseksi. Laskennassa sovellettiin eurokoodin SFS EN-1994-2 sääntöjä teräspalkkibetonisten siltakansien rasiusten laskennasta sekä muita eurokoodeissa sekä liikenneviraston ohjeissa esitettyjä sääntöjä siltarakenteiden laskennallisesta tarkastelusta. Rakenteita tarkasteltiin käyttörajatilassa ja murto-rajatilassa, jolloin käytettiin eurokoodin mukaisia uusille rakenteille määritettyjä osavarmuuslukuja niin kuormille kuin materiaalien lujuuksillekin. Betonin lujuutena käytettiin kokeiden ja standardin EN 13791 perusteella määritettyä ominaispuristuslujuutta ja teräksen lujuutena käytettiin koestusten perusteella määritettyä alemman 5 % fraktiilin arvoja.

Tarkasteluissa havaittiin, että rakenteiden käyttöasteet olivat junakuormaa LM71-25 vastaan matalia ja pääsääntöisesti alle 50 %. Täten Suokannan siltalohkot kestivät laskennallisesti hyvin junakuormien vaikutukset, kuten koekuormituksista ja sillan hyvästä alkuperäisestä kunnostakin pystyttiin päättelemään. Suurimmat käyttöasteet molempien lohkojen tapauksessa olivat teräksen ja betonin välisellä tartuntajännityksellä, jos käytettiin raja-arvona standardin BS 5400-5 2005 mukaista tartuntalujuutta 0,7 MPa. Tämä kertoo sen, että kuormitusta (akselipainoja) lisättäessä tulisi ensimmäisenä vastaan käyttörajatilan tartuntalujuus ja rakenteen jäykkyyden väheneminen sekä epävarmuus rakenteen toimimisesta täydellisenä liittorakenteena. Liittovaikutuksen heikkeneminen havaittiin ennen murtoa myös koekuormituksissa. Lohkon 1 leveydestä johtuen myös sen poikittaisen suunnan käyttöasteet nousivat kohtuullisen korkeaksi murtorajatilassa.

On huomioitava, että rakenteiden kestävyys määrittämisessä valituilla materiaali- ja rakenneominaisuuksilla on suuri vaikutus siihen millä rasituksella on suurin käyttöaste. Todellisessa rakenteen kantavuuden analyysissä materiaalien lujuudet, rakenteen geometria ja rakenneosien kunto ei välttämättä ole yhtä hyvin tiedossa, kuin tässä työssä. Esimerkiksi käytettäessä alhaisempaa teräksen myötölujuutta nousee pääsuunnan taivutus- ja leikkauskestävyys herkästi merkittävimiksi ilmiöiksi kantavuuden kannalta. Alhaisempi betonin lujuus taas vaikuttaa enemmän poikittaiseen leikkauskestävyyteen, kuin pääsuunnan taivutuskestävyyteen, jolloin rakenteen kuormanjakokyky poikittaisessa suunnassa saattaa olla riittämätön.

## 8 Johtopäätelmät

### 8.1 Yleistä

Tämän tutkimuksen tavoitteena oli selvittää kirjallisuusselvityksen, koekuormitusten ja laskennallisten tarkastelujen avulla mitä tekijöitä vaikuttaa teräspalkkibetonisen rautatiesillan kantavuuteen. Alun perin teräspalkkibetoniset sillat suunniteltiin siten, että vain betonin sisällä olleet teräspalkit otettiin mitoituksessa huomioon. Mitään liittovaikutusta varmistavia toimenpiteitä ei täten tehty, kun suurin osa kyseisen silta-tyyppin rakenteista suunniteltiin ja rakennettiin Suomessa 1900-luvun alkupuoliskolla. On ollut epäilyksen alaisena voidaanko näiden vanhojen teräspalkkibetonisten siltakansien kantavuuden tarkastelussa rakenteen olettaa toimivan liittorakenteena. 1900-luvun loppupuolella tehtiin tutkimuksia, joilla selvitettiin voidaanko teräspalkkibetoninen silta suunnitella liittorakenteena. Tutkimusten perusteella asetettiin reunaehdoja rakenteen geometrialle ja rakentamistavalle, joilla pyrittiin varmistamaan liittovaikutuksen toimivuus ja samalla helpottamaan rakenteen suunnittelua siten, että teräksen ja betonin välistä tartuntaa ei tarvitse erikseen tarkastella. Nämä säännöt koskivat vain uusia rakenteita.

Tässä työssä kuormitettiin murtoon saakka kaksi vanhaa teräspalkkibetonista siltakantta, jotka nimettiin lohkoiksi 1 ja 2. Koestettavista siltalohkoista otettiin lukuisia näytteitä, joista pääteltiin rakenteen materiaalien kuntoa ja lujuutta. Materiaalien koestuksessa havaittiin, että betoni ja teräs olivat lujuudeltaan hyviä. Molempien materiaalien yleinen kunto oli myös hyvä. Teräspalkkien alalaipan alapinta ja poikittaiset teräkset teräspalkkien alapuolella olivat ruostuneet huomattavasti, millä on vaikutusta sillan rakenteelliseen käyttäytymiseen.

Materiaalien mitatun lujuuden avulla tehtiin lohkoille laskennallinen tarkastelu, jossa rakenteet toimivat täydellisenä liittorakenteena ja jonka tuloksiin kuormitusten mittaustuloksia vertaamalla voitiin päätellä kuinka hyvin rakenteen toiminta koekuormituksessa vastasi ideaalisen liittorakenteen toimintaa. Laskennallisen tarkastelun tavoitteena oli saada selville rakenteiden murtokuorma, jäykkyys eri vaiheissa koekuormitusta ja muita mahdollisia ilmiöitä, kuten poikittaisen suunnan halkeilu ja kestävyys. Rakenteen laskennallinen tarkastelu tehtiin laskemalla numeerisesti rakenteen pääsuuntaa edustavalle poikkileikkaukselle momentti-käyritysmäyhteys ja käyttämällä sitä lähtötietona FEM-ohjelmaan tehdylle arinamallille, jolla pyrittiin simuloimaan rasitusten jakautumista koekuormituksissa. Siltalohkoille tehtiin myös yksinkertaistettuja tarkasteluja, joiden tulokset vastasivat hyvin tarkemman analyysin tulosta niiden soveltuvuusalueella.

Koekuormituksissa havaittiin, että kuormitetut siltalohkot käyttäytyivät odotetun mukaisesti liittovaikutuksen kannalta. Koekappaleet halkeilivat alapinnastaan kuorman lisääntyessä ja halkeillut rakenne muodosti taivutetun ja vedetyn teräspalkin sekä puristetun betonilaatan muodostaman liittopoikkileikkauksen, joka säilyi betonin laatan puristusmurtoon saakka. Lohkot osoittivat sitkeyttä teräspalkkien myötäessä huomattavasti ennen murtoa. Vertaamalla mittausten ja laskennan tuloksia, voitiin todeta, että molemmat kuormitetut lohkot toimivat hyvin liittorakenteena sellaisella rasitustasolla, mikä niille aiheutuisi akselipainoltaan jopa 35 tonnin junan ylityksestä. Lähestyttäessä murtoa rakenteiden todellinen käyttäytyminen poikkesi laskennallisesta siten, että todelliset taipumat olivat laskennallista huomattavasti

suurempia ja murtokuorma jäi molemmissa tapauksissa n. 10 % laskennallisesta. Rakenteen laskennallisesta tarkastelusta pystyttiin havaitsemaan hyvin myös rakenteissa havaitut poikkeukset halkeilu- ja leikkauskestävyyden ylitykset suurin piirtein samalla kuormittavan voiman tasolla, jolla kestävyiden ylitysten arveltiin mittaustulosten perusteella koekuormituksessa tapahtuneen. Lisäksi laskennallisesti voitiin tarkastella teräksen ja betonin välisen leikkausvuon suuruutta eri kuormatasoilla ja verrata sitä kirjallisuudessa esitettyyn raja-arvoon.

Lohkon 2 tapauksessa heikompi betoni yläpinnassa aiheutti poikkeaman lasketusta murtokuormasta, mikä oli jossain määrin odotettuakin, sillä laskennassa betonin lujuutena käytettiin määritettyä keskiarvoa, kun todellisuudessa materiaalien lujuuksilla on hajontaa. Lohkon 2 taipumiin vaikutti korkeaksi noussut tartuntajännitys betonin ja teräksen välillä, mikä heikensi liittovaikutuksen toimintaa. Lohkossa 1 taipumat ja murtokuorma olivat laskennallisesti saatuja taipumia suurempia lähellä murtoa, koska rakenne murtui poikkeaisessa suunnassa ennen kuin pääsuunnassa, mikä vähensi rakenteen kokonaisjäykkyyttä ja kasvatti rakenteen rasituksia ehjällä osalla. Myös lohossa 1 tartuntajännitys nousi kohtuullisen korkeaksi, mikä osaltaan saattoi jonkin verran vaikuttaa rakenteen taipumiin.

Voidaankin todeta, että tämän työn teoriaosuudessa esitetyt kaavat ja menetelmät rakenteen osien kestävyyksien ja jäykkyyksien laskemiseksi pitivät hyvin yhtä Suokannan rautatiesillan koekuormituksen mittaustulosten kanssa. Rakenne toimii hyvin liittorakenteena, mutta esille nousi myös seikkoja, joita rakenteen kantavuutta tarkastellessa tulisi ottaa huomioon.

## 8.2 Huomioita kantavuuden tarkasteluun

Tässä työssä esitettyjen tulosten perusteella vanhojen teräspalkkibetonisten siltojen taivutuskestävyyttä laskettaessa voidaan otaksua, että rakenne toimii liittorakenteena. Tällöin poikkileikkauksen taivutuskestävyydelle saadaan edustava arvo käyttämällä jäykkäplastista tarkastelua, jossa ei betonin vetolujuutta ole otettu huomioon ja rakenteen on otaksuttu haljenneen plastiselle neutraaliakselille saakka. Uusille rakenteille tarkoitetut ohjeet siitä, että plastisen neutraaliakselin tulisi sijaita teräspalkin uuman alueella ja että rakenteen geometriaa rajoitetaan, eivät ole käytännöllisiä vanhojen rakenteiden kantavuutta tarkasteltaessa. Niiden sijaan rakenteen liittovaikutuksen toiminnan tarkastamisen tulisi perustua tarkempaan analyysiin ja turvallisella puolella oleviin otaksumiin rakenteen toiminnasta.

Ongelma rakenteen kantavuutta tarkasteltaessa ovat laskennassa sovellettavat materiaalien lujuudet. Tässä tutkimuksessa materiaalien lujuudet olivat erittäin korkeita suhteessa siihen, mitä niille oli alkuperäisissä kantavuustarkasteluissa uskallettu olettaa. Tämä ei kuitenkaan tarkoita, että tilanne olisi sama kaikissa silloissa, vaan hajonta eri siltojen välillä saattaa olla suurta, varsinkin betonin lujuudessa. Ilman tarkempaa tietoa, tulisi arvio lujuudesta tehdä rakennusajan kirjallisuudessa esitettyjen arvojen perusteella ja siten, että ollaan turvallisella puolella. Lisäksi betonin lujuudelle saattaa olla turhaa käyttää liian korkeita arvoja, koska betonin lujuuden vaikutus ei kuitenkaan ole kovin suuri murtokestävyyteen ja saattaa aiheuttaa laskennallisesti suuria tartuntajännityksiä betonin ja teräksen välille murtotilassa. Periaatteessa tärkeämpää teräspalkkibetonisen siltakannen kantavuuden kannalta on ylipäättävä hyväkuntoisen betonin olemassaolo ja sen riittävä tartunta teräspalkkeihin. Halut-

taessa varmistua materiaalien lujuuksista, tulisi ne mitata rakenteesta otetuista näytteistä.

Rakenteen kunto tulisi ottaa huomioon. Tässä työssä havaitun perusteella varsinkin teräsosien, eli palkkien ja poikittaisten pyöröterästen, kunto rakenteen alapinnassa saattaa olla erittäin huono. Poikkileikkaussuureita laskettaessa tulisi ottaa huomioon korroosiovähennys teräspalkin alalaipassa alareunaan sekä poikittaisiin teräksissä, jos niitä käytetään hyödyksi rasiusten jakamisessa leveyssuunnassa.

Rakenteen rasitukset junakuormista tulisi määrittää sopivalla rakennemallilla. Turvalisella puolella on otaksua, että vain penkereen läpi jakautuneen junakuorman alla olevat palkit saavat taivutusrasituksia, jolloin laskennalliset rasitukset ovat todellisia rasituksia pienemmät. Tällöin ei myöskään tarvitse välttämättä huomioida rakenteen poikittaista toiminnan vaikutusta pääsuunnan kantavuuteen murtorajatilassa. Jos rakenteen toimintaa mallinnetaan tarkemmilla menetelmillä, kuten tässä työssä arinamallilla, saattaa poikittainen kestävyys tulla murtorajatilan kriteeriksi. Tällöin poikittainen suunta tulisi tarkastella teräsbetonirakenteena.

Teräspalkkibetonisen rakenteen liittovaikutus on samantyyppinen kuin teräsbetonirakenteissakin eli teräs ankkuroituu betoniin rakenneosien välisellä tartuntajännityksellä. Rakenteen todellinen toiminta on kuitenkin monimutkainen kokonaisuus, johon vaikuttaa rakenteen halkeilun aste, tartunnan rasiustaso, valmistustekniikka ja mahdollisesti rakenteen poikittaissuuntainen halkeilu. Käyttämällä standardin BS 5400-5:2005 antamaa laskentatapaa tartuntajännitysten määrittämiseen saavutettiin kohtuullinen vastaavuus rakenteista tehtyjen havaintojen kanssa. Täten kyseistä laskentatapaa voisi mahdollisesti käyttää määrittäessä rakenteelle sallittavia suurimpia leikkausvuon arvoja käyttörajatilassa. Oltaessa raja-arvon alapuolella rakenteen käyttäytyminen vastasi hyvin täydellisen liittorakenteen toimintaa käyttörajatilassa. On kuitenkin epäselvää, takaako kyseisen standardin mukainen tarkastelu liittorakenteen mukaisen toiminnan murtorajatilassa. On huomattava, että suurelleen liukumattomat eivät aiheuttaneet suurta poikkeamaa laskennallisen ja saavutetun murtokuorman välille, jolloin tartunnan osittain pettäessäkin kitka teräksen ja betonin välillä kykeni välittämään vaadittavan pituussuuntaisen voiman rakenteen liittovaikutuksen ylläpitämiseksi. Tulosta ei kuitenkaan voi välttämättä yleistää koskemaan suoraan kaikkia siltoja vaan rakenteen todellinen kunto ja geometria tulisi huomioida. Lisäksi poikittaissuunnan halkeilu saattaa haitata yksittäisten teräspalkkien tartuntaa betoniin.

## 8.3 Jatkotutkimustarpeet

Tehdyn kirjallisuusselvityksen, koekuormitusten ja laskennallisten tarkastelujen perusteella teräspalkkibetonisten siltakansien jatkotutkimuksessa tulisi perehtyä tarkemmin betonin ja teräspalkkien väliseen tartuntaan. Tässä työssä saatiin jonkinlainen käsitys siitä millä tavalla tartuntajännitys tulisi laskea ja mitä suuruusluokkaa tartuntalujuus materiaalien rajapinnassa on, mutta rakenteiden lujuusopilliseen käyttäytymiseen vaikuttavia tekijöitä oli vaikea tunnistaa tarkasti koekappaleiden koon ja epätarkkuuksien vuoksi. Perehtymällä tarkemmin aiheeseen liittyvään kirjallisuuteen sekä yksityiskohtaisemmalla laskennallisella tarkastelulla voitaisiin saada riittävä varmuus tässä työssä esitettyjen analysointimenetelmien soveltuvuudesta vanhoille teräspalkkibetonisille siltakansille.



Tartuntajännityksen analysointimenetelmien ja sopivien raja-arvojen tarkemmalla tuntemisella pystyttäisiin paremmin toteamaan olemassa olevien rakenteiden todellinen varmuustaso. Jos tarkemman kantavuuden tarkastelun perusteella havaitaan, että suuret tartuntajännitykset aiheuttavat ongelmia rakenteiden kantavuuden suhteen, antaisi rakenteen toiminnan tarkempi tunteminen työkaluja perehtyä parannus- ja korjausmenetelmiin, joilla ongelmat mahdollisesti saataisiin ratkaistua. Tuloksia voisi mahdollisesti käyttää myös uusien vastaavien liittorakenteiden suunnittelussa.

Myös teräspalkkibetonisten siltojen tämän hetkinen kunto ja sen vaikutus kantavuuteen vaatisi lisäselvitystä. Erityisesti teräsosien korroosioaste laatan alapinnassa tulisi olla erityisen huomion kohde. Teräspalkkien ruostuminen alapinnasta vaikuttaa suoraan kantavuuteen. Suokannan siltalohkoille tehty maatutkaus vaikutti lupaavalta menetelmältä teräspalkkien ruostuneiden kohtien paikallisestamiseksi. Kuten tässä työssäkin havaittiin, poikkisuuntainen rauditus saattaa olla suurilta osin ruosteessa, jolloin kuormituksen jakautuminen leveyssuunnassa saattaa olla olematonta ja rakenne saattaa halkeilla aiheuttaen vaurioita myös rakenteen yläpintaan, jolloin esimerkiksi sillan vedeneriste saattaa vaurioitua. Myös betonin huonon kunnon vaikutus teräspalkkibetonisen sillan kantavuuteen vaatisi lisää perehtymistä, koska tässä työssä kuormitettujen siltalohkojen betoni oli havaintojen perusteella hyvässä kunnossa.

Jo tehtynä jatkoselvityksenä voidaan mainita, että edellisissä kappaleissa esitettyjen tulosten perusteella laadittujen ohjeiden avulla VR-Track Oy:n sillansuunnitteluyksikkö teki alustavan kantavuuden tarkastelun yhteensä 74:lle teräspalkkibetoniselle sillalle. Tuloksena havaittiin, että jätettäessä liittovaikutus huomiotta, on monen sillan varmuus taivutusta vastaan alhainen. Kun liittovaikutus otettiin huomioon, varmuustaso taivutusmurtoa vastaan nousi, mutta myös tartuntajännitykset teräksen ja betonin välillä olivat korkeat. Tuloksista pystyy hyvin päättelemään mahdolliset riskisillat ja ne kantavuuteen vaikuttavat tekijät, joihin perehtyminen olisi kannattavinta.

## Lähdeluettelo

BS 5400-5:2005. 18.11.2005. Steel, concrete and composite bridges – Part 5: Code of practice for the design of composite bridges. British Standards Institution, London.

Johnson, R. P., Buckby, R. J. 1986. Composite structures of steel and concrete, Volume 2: Bridges. 2nd ed. London, Collins Professional and Technical Books. 420 p.

Johnson, R. P. 2004. 2004. Composite structure of steel and concrete: Beams slabs, columns, and frames for buildings. 3rd ed. Cambridge, Blackwell Publishing. 248 p.

Kerokoski, Olli. 2012. TkT, Vanhempi tutkija, TTY -säätio. Tampere. Haastattelu 5.3.2012.

Kouhi J., Koukkari H.. 1989. Betoni-teräsluittorakenteet. Espoo, Valtion teknillinen tutkimuskeskus (VTT), Tutkimuksia 614. 163 s.

Liikenneviraston ohjeita 20/2011. 2011. Eurokoodin soveltamisohje – Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet NCCI 1 (22.12.2010). Helsinki, Liikennevirasto.

Liikenneviraston ohjeita 24/2010. 2010. Eurokoodin soveltamisohje – Betonisiltojen suunnittelu NCCI 2 (5.11.2010). Helsinki, Liikennevirasto.

Luittorakenteet. 1982. Helsinki, Suomen betoniyhdistys, Suomen rakennusinsinöörien liitto, Teräsrakenneyhdistys. 378 s.

Neville, A. M. 1973. Properties of concrete. 2nd (metric) ed. Bath, The Pitman Press. 686 p.

Rautatiesiltojen hallintaraportti. 2009. VR Rata rautatiesuunnittelu. 118 s.

RIL 113 Teräsrakenteet. 1977. Helsinki, Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL 486 s.

RIL 125 Teräsbetonirakenteet. 1986. Helsinki, Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL. 438 s.

Roos, V. 1993. Uusi luittorakenne: Teräspalkit betonissa – kokemuksia suunnittelusta ja rakentamisesta. Helsinki, Suomen rakennusinsinöörien liitto. 11 s.

SFS-EN 3471. 25.8.1986. Vetokokeen pyöreä kiilaistukkasauva. Suomen standardoimisliitto SFS.

SFS-EN 13791. 15.5.2007. Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete components. Suomen standardoimisliitto SFS.

SFS-EN 1992-2. 16.5.2006. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Betonisillat. Mitoittaminen ja yksityiskohtien suunnittelu.

SFS-EN 1994-2. 16.5.2006. Eurokoodi 4: Betoni-teräs –luittorakenteiden suunnittelu. Osa 2. Yleiset säännöt ja siltoja koskevat säännöt. Suomen standardoimisliitto SFS.

SFS-EN 1991-2. 29.3.2004. Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 2: Siltojen liikennekuormat. Suomen standardoimisliitto SFS.

SFS-EN 1993-1-1. 15.8.2005. Eurokoodi 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Suomen standardoimisliitto SFS.

Siltojemme historia. 2004. Helsinki, Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL. 525 s.

Suomen valtionrautatiet 1862–1912 II. 1916. Helsinki, Rautatiehallitus. 733 s.

Technical notes 9. 2012. How to form strain gage bridges. Kyowa. Saatavissa: [http://www.kyowa-ei.co.jp/eng/content/download/3096/96799/file/3.straingage\\_bridge\\_eng.pdf](http://www.kyowa-ei.co.jp/eng/content/download/3096/96799/file/3.straingage_bridge_eng.pdf)

Tekniikan käsikirja. 1942. Viides painos. Jyväskylä, K. J. Gummerus osakeyhtiö. 1627 s. + liitt. 19 s.

Teknillinen käsikirja. 1929. Kolmas painos. Jyväskylä, K. J. Gummerus osakeyhtiö. 1208 s. + liitt. 30 s.

UIC Code 773. 1997. 4th edition. Recommendations for the design of joist-in-concrete railway bridges. Paris, International Union of Railways. 53 s.

Valtionrautatiet 1912–1937 II. 1937. Toinen painos. Helsinki, Rautatiehallitus. 912 s.

Valtionrautatiet 1937–1962. 1962. Helsinki, Rautatiehallitus. 854 s.

Wuorenjuuri J., Weckman T. 2010. Suokannan ratasilta, Sillan koekuormitus suunnitelma.

Weckman T.. 2010. Suokannan ratasilta, Sillan kantavuuslaskelmat.

**Lohko 1: Kimmoinen taivutusjäykkyys ja täysplastinen kestävyys****Lähtötiedot**

Betonin ominaisuudet

$$f_c := 42.9 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} := 22 \cdot \left( \frac{f_c}{10 \text{ MPa}} \right)^{0.3} \cdot \text{GPa} = 34.05 \cdot \text{GPa}$$

Teräksen ominaisuudet

$$f_y := 280.3 \text{ MPa}$$

$$E_s := 210 \text{ GPa}$$

Poikkileikkaus

$$b_c := 407 \text{ mm}$$

$$h_c := 399 \text{ mm}$$

Lasketaan yksinkertaistettu poikkileikkaus, jonka neliömomentti on sama kuin kirjallisuudessa esitetty

Palkki INP-260

$$I_{\text{vert}} := 5744 \text{ cm}^4$$

$$h_a := 260 \text{ mm}$$

$$b_f := 113 \text{ mm}$$

$$b_w := 9.4 \text{ mm}$$

$$b_k := 0.5 \cdot (b_f - b_w) = 51.8 \cdot \text{mm}$$

$$h_k := b_k \cdot \frac{1}{7} \cdot 0 = 0 \cdot \text{mm}$$

$$h_w(h_f) := h_a - 2 \cdot h_f$$

$$I(h_f) := \frac{b_w \cdot h_w(h_f)^3}{12} + \frac{b_f \cdot h_f^3}{12} \cdot 2 + \frac{b_k \cdot h_k^3}{36} \cdot 4 + 2 \cdot (h_f \cdot b_f) \cdot \left( \frac{h_a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)^2 + 2 \cdot (b_k \cdot h_k) \cdot \left( \frac{h_a}{2} - h_f - \frac{h_k}{3} \right)^2$$

$$h_f := \text{root}(I(h_f) - I_{\text{vert}}, h_f, 0 \text{ mm}, 40 \text{ mm}) = 13.88 \cdot \text{mm}$$

$$h_w := h_w(h_f) = 232.24 \cdot \text{mm}$$

$$A_{\text{vert}} := 53.4 \text{ cm}^2$$

Betonipeite teräspalkin alapuolella

$$s_{ca} := 60 \text{ mm}$$

Betonipeite teräspalkin yläpuolella

$$s_{cy} := h_c - h_a - s_{ca} = 79 \cdot \text{mm}$$

Tehollinen korkeus

$$d := h_a + s_{cy} = 339 \cdot \text{mm}$$

Teräspalkin ominaisuudet

$$A_a := h_f \cdot b_f \cdot 2 + h_w \cdot b_w + 2 \cdot b_k \cdot h_k = 53.2 \cdot \text{cm}^2$$

$$I_a := I_{\text{vert}} = 5744 \cdot \text{cm}^4$$

Liittopalkkien lukumäärä

$$N_l := 10$$

### Taivutusjäykkyys

Kimmainen neutraaliakseli

$$n := \frac{E_s}{E_{cm}} = 6.17$$

$$x_E := \frac{n}{b_c} \cdot \left[ \sqrt{A_a^2 + 2 \cdot \frac{b_c}{n} \cdot A_a \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot h_a + s_{cy} \right)} - A_a \right] = 119.87 \cdot \text{mm}$$

Taivutusjäykkyys

$$EA_c := E_{cm} \cdot x_E \cdot b_c = 1661.35 \cdot \text{MN}$$

$$EI_c := E_{cm} \cdot \frac{b_c \cdot x_E^3}{12} = 1.99 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$EA_a := E_s \cdot A_a = 1117.15 \cdot \text{MN}$$

$$EI_a := E_s \cdot I_a = 12.06 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$e := s_{cy} + 0.5 \cdot h_a - 0.5 \cdot x_E = 149.07 \cdot \text{mm}$$

$$\alpha_1 := \frac{e^2}{EI_c + EI_a} \cdot \frac{EA_c \cdot EA_a}{EA_c + EA_a} = 1.06$$

$$EI_{com1} := (1 + \alpha_1) \cdot (EI_c + EI_a) = 28.89 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

Lohkon kokonaisjäykkyys, jos ajatellaan kaikkien liittopoikkileikkausten taipuman olevan sama.

$$EI_{com} := EI_{com1} \cdot N_1 = 288.94 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

### Taivutuskestävyys

Plastinen neutraaliakseli

$$x_{pl1} := \frac{A_a \cdot f_y}{b_c \cdot 0.85 f_c} = 100.47 \cdot \text{mm}$$

$$x_{pl2} := \frac{(A_a + 2 \cdot b_f \cdot s_{cy}) \cdot f_y - 0.85 \cdot f_c \cdot b_f \cdot s_{cy}}{0.85 f_c \cdot (b_c - b_f) + 2 \cdot b_f \cdot f_y} = 83.3 \cdot \text{mm}$$

$$x_{pl3} := \frac{[b_w \cdot (h_a + 2 \cdot s_{cy})] \cdot f_y + (b_f \cdot h_f - b_w \cdot s_{cy} - b_w \cdot h_f) \cdot 0.85 f_c}{0.85 f_c \cdot (b_c - b_w) + 2 \cdot b_w \cdot f_y} = 57 \cdot \text{mm}$$

$$x_{pl} := \begin{cases} x_{pl1} & \text{if } x_{pl1} \leq s_{cy} \\ x_{pl2} & \text{if } s_{cy} + h_f \geq x_{pl2} > s_{cy} \\ x_{pl3} & \text{if } x_{pl3} > s_{cy} + h_f \end{cases}$$

$$x_{pl} = 83.3 \cdot \text{mm}$$

Osien pinta-alat

$$A_{a1} := \begin{cases} 0 & \text{if } x_{pl} \leq s_{cy} \\ (x_{pl} - s_{cy}) \cdot b_f & \text{if } s_{cy} + h_f \geq x_{pl} > s_{cy} \\ b_f h_f + b_w (x_{pl} - h_f - s_{cy}) & \text{if } x_{pl} > s_{cy} + h_f \end{cases}$$

$$A_{a2} := \begin{cases} A_a & \text{if } x_{pl} \leq s_{cy} \\ A_a - A_{a1} & \text{if } x_{pl} > s_{cy} \end{cases}$$

$$A_c := \begin{cases} x_{pl} b_c & \text{if } x_{pl} \leq s_{cy} \\ x_{pl} b_c - A_{a1} & \text{if } x_{pl} > s_{cy} \end{cases}$$

Osien painopisteiden etäisyys neutraaliakselista

Betoni

$$e_c := \begin{cases} \frac{1}{2} \cdot x_{pl} & \text{if } x_{pl} \leq s_{cy} \\ \frac{b_c \cdot s_{cy} (x_{pl} - 0.5 \cdot s_{cy}) + \frac{1}{2} \cdot (b_c - b_f) \cdot (x_{pl} - s_{cy})^2}{A_c} & \text{if } s_{cy} + h_f \geq x_{pl} > s_{cy} \\ \frac{b_c \cdot s_{cy} (x_{pl} - 0.5 \cdot s_{cy}) + (b_c - b_f) \cdot h_f \left( x_{pl} - \frac{1}{2} \cdot h_f - s_{cy} \right)}{A_c} & \text{if } x_{pl} > s_{cy} + h_f \end{cases}$$

Neutraaliakselin yläpuolella oleva teräsosa

$$e_{a1} := \begin{cases} 0 & \text{if } x_{pl} \leq s_{cy} \\ \frac{1}{2} \cdot (x_{pl} - s_{cy}) & \text{if } s_{cy} + h_f \geq x_{pl} > s_{cy} \\ \frac{b_f h_f \left( x_{pl} - \frac{1}{2} \cdot h_f - s_{cy} \right) + \frac{1}{2} \cdot b_w (x_{pl} - h_f - s_{cy})^2}{b_f h_f + b_w (x_{pl} - h_f - s_{cy})} & \text{if } x_{pl} > s_{cy} + h_f \end{cases}$$

Neutraaliakselin alapuolella oleva teräsosa

$$e_{a2} := \begin{cases} d - \frac{1}{2} \cdot h_a - x_{pl} & \text{if } x_{pl} \leq s_{cy} \\ \frac{\frac{1}{2} \cdot b_f (s_{cy} + h_f - x_{pl})^2 + b_w h_w \left( s_{cy} + h_f - x_{pl} + \frac{1}{2} \cdot h_w \right) + b_f h_f \left( s_{cy} + \frac{3}{2} h_f - x_{pl} + h_w \right)}{b_f (s_{cy} + h_f - x_{pl}) + b_w h_w + b_f h_f} & \text{if } s_{cy} + h_f \geq x_{pl} > s_{cy} \\ \frac{b_f h_f \left( d - \frac{1}{2} \cdot h_f - x_{pl} \right) + \frac{1}{2} \cdot b_w (d - h_f - x_{pl})^2}{b_f h_f + b_w (d - h_f - x_{pl})} & \text{if } x_{pl} > s_{cy} + h_f \end{cases}$$

$$e_c = 42.23 \cdot \text{mm} \quad A_c = 33417.9 \cdot \text{mm}^2$$

$$e_{a1} = 2.15 \cdot \text{mm} \quad A_{a1} = 486.17 \cdot \text{mm}^2$$

$$e_{a2} = 138.56 \cdot \text{mm} \quad A_{a2} = 4833.59 \cdot \text{mm}^2$$



Puristusresultantti

$$N_{\text{pur}} := A_c \cdot 0.85 f_c + A_{a1} \cdot f_y = 1354.86 \cdot \text{kN}$$

Vetoresultantti

$$N_{\text{vet}} := A_{a2} \cdot f_y = 1354.86 \cdot \text{kN}$$

Murtomomentti

$$M_u := A_c \cdot e_c \cdot 0.85 f_c + A_{a1} \cdot e_{a1} \cdot f_y + A_{a2} \cdot e_{a2} \cdot f_y = 239.47 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

### **Leikkauskestävyys**

Leikkauspinta-ala

$$A_v := h_w \cdot b_w = 21.83 \cdot \text{cm}^2$$

$$V_{\text{plRd}} := A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 353.29 \cdot \text{kN}$$

**Lohko 1: Poikittaisen suunnan ominaisuudet**

Betonin ominaisuudet

$$f_c := 42.9 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} := 22 \cdot \left( \frac{f_c}{10 \text{ MPa}} \right)^{0.3} \cdot \text{GPa} = 34.053 \cdot \text{GPa}$$

$$f_{ctm} := 3.32 \text{ MPa}$$

Teräksen ominaisuudet

$$f_y := 280 \text{ MPa}$$

$$E_s := 210 \text{ GPa}$$

Poikkileikkaus

$$h_c := 340 \text{ mm}$$

$$b_c := 1 \text{ m}$$

$$\varphi := 12 \text{ mm}$$

$$kk := 200 \text{ mm}$$

$$k_{ruoste} := 0.8$$

$$A_s := k_{ruoste} \cdot \left( \frac{\varphi}{2} \right)^2 \cdot \pi \cdot \frac{b_c}{kk} = 452.389 \cdot \text{mm}^2$$

$$s_c := 50 \text{ mm}$$

$$d := 0.4 \text{ m} - s_c = 350 \cdot \text{mm}$$

Kimmoinen neutraaliakseli

$$n := \frac{E_s}{E_{cm}} = 6.167$$

$$x_E := \frac{n}{b_c} \cdot \left( \sqrt{A_s^2 + 2 \cdot \frac{b_c}{n} \cdot A_s \cdot d} - A_s \right) = 41.489 \cdot \text{mm}$$

Taivutusjäykkyys

$$EI_0 := E_{cm} \cdot \frac{h_c^3}{12} = 111.536 \cdot \frac{\text{MN} \cdot \text{m}^2}{\text{m}}$$

$$EI := E_s \cdot A_s \cdot \left( d - \frac{1}{3} \cdot x_E \right) \cdot \left( d - x_E \right) \cdot \frac{1}{b_c} = 9.853 \cdot \frac{\text{MN} \cdot \text{m}^2}{\text{m}}$$

Halkeamamomentti

$$M_{\text{halk}} := 1.7 f_{ctm} \cdot \frac{h_c^2}{6} = 108.741 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Taivutuskestävyys

$$M_u := A_s \cdot f_y \cdot d \cdot \left( 1 - \frac{A_s \cdot f_y}{2 \cdot b_c \cdot d \cdot f_c} \right) \cdot \frac{1}{b_c} = 44.147 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Leikkauskestävyys

$$k := \max \left( 0.8, 1.6 - \frac{d}{\text{m}} \right) = 1.25$$

$$\rho_l := \min \left( 0.02, \frac{A_s}{b_c \cdot d} \right) = 1.293 \times 10^{-3}$$

$$V_{c0} := 0.3 \cdot k \cdot (1 + 50 \cdot \rho_l) \cdot f_{ctm} \cdot d = 463.911 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

**Lohko 2: Kimmoinen taivutusjäykkyys ja täysplastinen kestävyys****Lähtötiedot**

Betonin ominaisuudet

$$f_c := 38.8 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} := 22 \cdot \left( \frac{f_c}{10 \text{ MPa}} \right)^{0.3} \cdot \text{GPa} = 33.04 \cdot \text{GPa}$$

Teräksen ominaisuudet

$$f_y := 300.6 \text{ MPa}$$

$$E_s := 210 \text{ GPa}$$

Poikkileikkaus

$$b_{c1} := 407 \text{ mm}$$

$$b_{c2} := 287 \text{ mm}$$

$$h_c := 399 \text{ mm}$$

Lasketaan yksinkertaistettu poikkileikkaus, jonka neliömomentti on sama kuin kirjallisuudessa esitetty

Palkki INP-260

$$I_{\text{vert}} := 5744 \text{ cm}^4$$

$$h_a := 260 \text{ mm}$$

$$b_f := 113 \text{ mm}$$

$$b_w := 9.4 \text{ mm}$$

$$b_k := 0.5 \cdot (b_f - b_w) = 51.8 \cdot \text{mm}$$

$$h_k := b_k \cdot \frac{1}{7} \cdot 0 = 0 \cdot \text{mm}$$

$$h_w(h_f) := h_a - 2 \cdot h_f$$

$$I(h_f) := \frac{b_w \cdot h_w(h_f)^3}{12} + \frac{b_f \cdot h_f^3}{12} \cdot 2 + \frac{b_k \cdot h_k^3}{36} \cdot 4 + 2 \cdot (h_f \cdot b_f) \cdot \left( \frac{h_a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)^2 + 2 \cdot (b_k \cdot h_k) \cdot \left( \frac{h_a}{2} - h_f - \frac{h_k}{3} \right)^2$$

$$h_f := \text{root}(I(h_f) - I_{\text{vert}}, h_f, 0 \text{ mm}, 40 \text{ mm}) = 13.88 \cdot \text{mm}$$

$$h_w := h_w(h_f) = 232.24 \cdot \text{mm}$$

$$\Lambda_{\text{vert}} := 53.4 \text{ cm}^2$$

Betonipeite teräspalkin alapuolella

$$s_{ca} := 60 \text{ mm}$$

Betonipeite teräspalkin yläpuolella

$$s_{cy} := h_c - h_a - s_{ca} = 79 \cdot \text{mm}$$

Tehollinen korkeus

$$d := h_a + s_{cy} = 339 \cdot \text{mm}$$

Teräspalkin ominaisuudet

$$\Lambda_a := h_f \cdot b_f \cdot 2 + h_w \cdot b_w + 2 \cdot b_k \cdot h_k = 53.2 \cdot \text{cm}^2$$

$$I_a := I_{\text{vert}} = 5744 \cdot \text{cm}^4$$

Liittopalkkien lukumäärä

$$N_1 := 7 \quad N_2 := 1$$

### Taivutusjäykkyys

Kimmainen neutraaliakseli L2-1

$$n := \frac{E_s}{E_{\text{cm}}} = 6.36$$

$$x_E := \frac{n}{b_{c1}} \cdot \left[ \sqrt{A_a^2 + 2 \cdot \frac{b_{c1}}{n} \cdot A_a \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot h_a + s_{cy} \right)} - A_a \right] = 120.95 \cdot \text{mm}$$

Taivutusjäykkyys

$$EA_c := E_{\text{cm}} \cdot x_E \cdot b_{c1} = 1626.56 \cdot \text{MN}$$

$$EI_c := E_{\text{cm}} \cdot \frac{b_{c1} \cdot x_E^3}{12} = 1.98 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$EA_a := E_s \cdot A_a = 1117.15 \cdot \text{MN}$$

$$EI_a := E_s \cdot I_a = 12.06 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$e := s_{cy} + 0.5 \cdot h_a - 0.5 \cdot x_E = 148.53 \cdot \text{mm}$$

$$\alpha_1 := \frac{e^2}{EI_c + EI_a} \cdot \frac{EA_c \cdot EA_a}{EA_c + EA_a} = 1.04$$

$$EI_{\text{com1}} := (1 + \alpha_1) \cdot (EI_c + EI_a) = 28.66 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

Kimmainen neutraaliakseli L2-2

$$n := \frac{E_s}{E_{\text{cm}}} = 6.36$$

$$x_E := \frac{n}{b_{c2}} \cdot \left[ \sqrt{A_a^2 + 2 \cdot \frac{b_{c2}}{n} \cdot A_a \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot h_a + s_{cy} \right)} - A_a \right] = 133.43 \cdot \text{mm}$$

Taivutusjäykkyys

$$EA_c := E_{\text{cm}} \cdot x_E \cdot b_{c2} = 1265.36 \cdot \text{MN}$$

$$EI_c := E_{\text{cm}} \cdot \frac{b_{c2} \cdot x_E^3}{12} = 1.88 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$EA_a := E_s \cdot A_a = 1117.15 \cdot \text{MN}$$

$$EI_a := E_s \cdot I_a = 12.06 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$e := s_{cy} + 0.5 \cdot h_a - 0.5 \cdot x_E = 142.28 \cdot \text{mm}$$

$$\alpha_1 := \frac{e^2}{EI_c + EI_a} \cdot \frac{EA_c \cdot EA_a}{EA_c + EA_a} = 0.86$$

$$EI_{com2} := (1 + \alpha_1) \cdot (EI_c + EI_a) = 25.95 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

Lohkon kokonaisjäykkyys, jos ajatellaan kaikkien liittopoikkileikkausten taipuman olevan sama.

$$EI_{com} := EI_{com1} \cdot N_1 + EI_{com2} \cdot N_2 = 226.54 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

### Taivutuskestävyys

Plastinen neutraaliakseli

$$x_{pl1} := \frac{A_a \cdot f_y}{b_{c1} \cdot 0.85 f_c} = 119.13 \cdot \text{mm}$$

$$x_{pl2} := \frac{(A_a + 2 \cdot b_f \cdot s_{cy}) \cdot f_y - 0.85 f_c \cdot b_f \cdot s_{cy}}{0.85 f_c \cdot (b_{c1} - b_f) + 2 \cdot b_f \cdot f_y} = 85.94 \cdot \text{mm}$$

$$x_{pl3} := \frac{[b_w \cdot (h_a + 2 \cdot s_{cy})] \cdot f_y + (b_f \cdot h_f - b_w \cdot s_{cy} - b_w \cdot h_f) \cdot 0.85 f_c}{0.85 f_c \cdot (b_{c1} - b_w) + 2 \cdot b_w \cdot f_y} = 64.17 \cdot \text{mm}$$

$$x_{pl} := \begin{cases} x_{pl1} & \text{if } x_{pl1} \leq s_{cy} \\ x_{pl2} & \text{if } s_{cy} + h_f \geq x_{pl2} > s_{cy} \\ x_{pl3} & \text{if } x_{pl3} > s_{cy} + h_f \end{cases}$$

$$x_{pl} = 85.94 \cdot \text{mm}$$

Osien pinta-alat

$$A_{a1} := \begin{cases} 0 & \text{if } x_{pl} \leq s_{cy} \\ (x_{pl} - s_{cy}) \cdot b_f & \text{if } s_{cy} + h_f \geq x_{pl} > s_{cy} \\ b_f \cdot h_f + b_w \cdot (x_{pl} - h_f - s_{cy}) & \text{if } x_{pl} > s_{cy} + h_f \end{cases}$$

$$A_{a2} := \begin{cases} A_a & \text{if } x_{pl} \leq s_{cy} \\ A_a - A_{a1} & \text{if } x_{pl} > s_{cy} \end{cases}$$

$$A_c := \begin{cases} x_{pl} \cdot b_{c1} & \text{if } x_{pl} \leq s_{cy} \\ x_{pl} \cdot b_{c1} - A_{a1} & \text{if } x_{pl} > s_{cy} \end{cases}$$

Osien painopisteiden etäisyys neutraaliakselista

Betoni

$$e_c := \begin{cases} \frac{1}{2} \cdot x_{pl} & \text{if } x_{pl} \leq s_{cy} \\ \frac{b_{c1} \cdot s_{cy} \cdot (x_{pl} - 0.5 \cdot s_{cy}) + \frac{1}{2} \cdot (b_{c1} - b_f) \cdot (x_{pl} - s_{cy})^2}{A_c} & \text{if } s_{cy} + h_f \geq x_{pl} > s_{cy} \\ \frac{b_{c1} \cdot s_{cy} \cdot (x_{pl} - 0.5 \cdot s_{cy}) + (b_{c1} - b_f) \cdot h_f \cdot \left(x_{pl} - \frac{1}{2} \cdot h_f - s_{cy}\right)}{A_c} & \text{if } x_{pl} > s_{cy} + h_f \end{cases}$$



Neutraaliakselin yläpuolella oleva teräsosa

$$e_{a1} := \begin{cases} 0 & \text{if } x_{pl} \leq s_{cy} \\ \frac{1}{2} \cdot (x_{pl} - s_{cy}) & \text{if } s_{cy} + h_f \geq x_{pl} > s_{cy} \\ \frac{b_f \cdot h_f \left( x_{pl} - \frac{1}{2} \cdot h_f - s_{cy} \right) + \frac{1}{2} \cdot b_w \cdot (x_{pl} - h_f - s_{cy})^2}{b_f \cdot h_f + b_w \cdot (x_{pl} - h_f - s_{cy})} & \text{if } x_{pl} > s_{cy} + h_f \end{cases}$$

Neutraaliakselin alapuolella oleva teräsosa

$$e_{a2} := \begin{cases} d - \frac{1}{2} \cdot h_a - x_{pl} & \text{if } x_{pl} \leq s_{cy} \\ \frac{\frac{1}{2} \cdot b_f \cdot (s_{cy} + h_f - x_{pl})^2 + b_w \cdot h_w \left( s_{cy} + h_f - x_{pl} + \frac{1}{2} \cdot h_w \right) + b_f \cdot h_f \left( s_{cy} + \frac{3}{2} \cdot h_f - x_{pl} + h_w \right)}{b_f \cdot (s_{cy} + h_f - x_{pl}) + b_w \cdot h_w + b_f \cdot h_f} & \text{if } s_{cy} + h_f \geq x_{pl} > s_{cy} \\ \frac{b_f \cdot h_f \left( d - \frac{1}{2} \cdot h_f - x_{pl} \right) + \frac{1}{2} \cdot b_w \cdot (d - h_f - x_{pl})^2}{b_f \cdot h_f + b_w \cdot (d - h_f - x_{pl})} & \text{if } x_{pl} > s_{cy} + h_f \end{cases}$$

$$e_c = 43.88 \cdot \text{mm} \quad A_c = 34193.17 \cdot \text{mm}^2$$

$$e_{a1} = 3.47 \cdot \text{mm} \quad A_{a1} = 784.15 \cdot \text{mm}^2$$

$$e_{a2} = 144.94 \cdot \text{mm} \quad A_{a2} = 4535.61 \cdot \text{mm}^2$$

Puristusresultantti

$$N_{pur} := A_c \cdot 0.85 f_c + A_{a1} \cdot f_y = 1363.41 \cdot \text{kN}$$

Vetoresultantti

$$N_{vet} := A_{a2} \cdot f_y = 1363.41 \cdot \text{kN}$$

Murtomomentti

$$M_u := A_c \cdot e_c \cdot 0.85 f_c + A_{a1} \cdot e_{a1} \cdot f_y + A_{a2} \cdot e_{a2} \cdot f_y = 247.9 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

### Leikkauskestävyys

Leikkauspinta-ala

$$A_v := h_w \cdot b_w = 21.83 \cdot \text{cm}^2$$

$$V_{plRd} := A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 378.88 \cdot \text{kN}$$

**Lohko 2: Poikittaisen suunnan ominaisuudet**

Betonin ominaisuudet

$$f_c := 38.8 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} := 22 \cdot \left( \frac{f_c}{10 \text{ MPa}} \right)^{0.3} \cdot \text{GPa} = 33.042 \cdot \text{GPa}$$

$$f_{ctm} := 2.92 \text{ MPa}$$

Teräksen ominaisuudet

$$f_y := 280 \text{ MPa}$$

$$E_s := 210 \text{ GPa}$$

Poikkileikkaus

$$h_c := 340 \text{ mm}$$

$$b_c := 1 \text{ m}$$

$$\varphi := 12 \text{ mm}$$

$$kk := 200 \text{ mm}$$

$$k_{ruoste} := 0.8$$

$$A_s := k_{ruoste} \cdot \left( \frac{\varphi}{2} \right)^2 \cdot \pi \cdot \frac{b_c}{kk} = 452.389 \cdot \text{mm}^2$$

$$s_c := 50 \text{ mm}$$

$$d := 0.4 \text{ m} - s_c = 350 \cdot \text{mm}$$

Kimmainen neutraaliakseli

$$n := \frac{E_s}{E_{cm}} = 6.355$$

$$x_E := \frac{n}{b_c} \cdot \left( \sqrt{A_s^2 + 2 \cdot \frac{b_c}{n} \cdot A_s \cdot d} - A_s \right) = 42.079 \cdot \text{mm}$$

Taivutusjäykkyys

$$EI_0 := E_{cm} \cdot \frac{b_c^3}{12} = 108.225 \cdot \frac{\text{MN} \cdot \text{m}^2}{\text{m}}$$

$$EI := E_s \cdot A_s \cdot \left( d - \frac{1}{3} \cdot x_E \right) \cdot \left( d - x_E \right) \cdot \frac{1}{b_c} = 9.828 \cdot \frac{\text{MN} \cdot \text{m}^2}{\text{m}}$$

Halkeamamomentti

$$M_{\text{halk}} := 1.7 f_{ctm} \cdot \frac{b_c^2}{6} = 95.64 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Taivutuskestävyys

$$M_u := A_s \cdot f_y \cdot d \cdot \left( 1 - \frac{A_s \cdot f_y}{2 \cdot b_c \cdot d \cdot f_c} \right) \cdot \frac{1}{b_c} = 44.127 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Leikkauskestävyys

$$k := \max\left(0.8, 1.6 - \frac{d}{m}\right) = 1.25$$

$$\rho_l := \min\left(0.02, \frac{A_s}{b_c \cdot d}\right) = 1.293 \times 10^{-3}$$

$$V_{c0} := 0.3 \cdot k \cdot (1 + 50 \cdot \rho_l) \cdot f_{ctm} \cdot d = 408.018 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

**Lohko 1, poikkileikkaus 1, momentti-käyritymä 1****LÄHTÖOLETUKSET**

Eurokoodin epälineaarinen materiaalmalli betonille

Teräksen käyttäytyminen bi-lineaarista

Betonin vetolujuus huomioitu eurokoodin antamia materiaaliominaisuuksia soveltaen

**MATERIAALIMALLIT****BETONI**

SFS EN-1992-1-1 3.1.3 Taulukko 3.1 &amp; 3.1.5

Puristuslujuus

$$f_{cm} := -42.9 \text{ MPa} = -42.9 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{ck} := f_{cm} + 6 \text{ MPa} = -36.9 \cdot \text{MPa}$$

Vetolujuus

$$f_{ctm} := 0.3 \cdot \left( \frac{|f_{ck}|}{\text{MPa}} \right)^{\left( \frac{2}{3} \right)} \cdot \text{MPa} = 3.3251 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{ctm.fl} := \max \left[ \left( 1.6 - \frac{399}{1000} \right) \cdot f_{ctm}, f_{ctm} \right] = 3.9935 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{ctk} := 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.3276 \cdot \text{MPa}$$

Kimmokerroin

$$E_{cm} := 22 \cdot \left( \frac{|f_{cm}|}{10 \text{ MPa}} \right)^{0.3} \cdot \text{GPa} = 34053 \cdot \text{MPa}$$

Materiaalimalli

$$\epsilon_{c1} := \frac{1}{1000} \cdot -0.7 \cdot \left( \frac{|f_{cm}|}{\text{MPa}} \right)^{0.31} = -0.00224$$

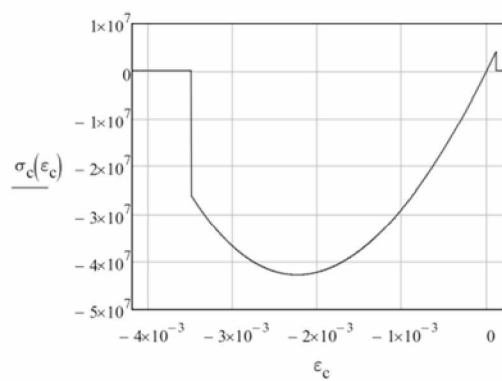
$$\epsilon_{cu1} := -0.0035$$

$$k := 1.05 \cdot E_{cm} \cdot \left| \epsilon_{c1} \right| \cdot \frac{1}{|f_{cm}|} = 1.8709$$

Alla oleva yhtälö etsii jännitys-venymäkäyrän leikkauspisteen taivutusvetolujuuden kanssa:

$$\epsilon_{ct} := \text{root} \left[ f_{cm} \cdot \left[ \frac{k \cdot \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \right) - \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \right)^2}{1 + (k - 2) \cdot \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}}} \right] - f_{ctm.fl}, \epsilon_c, 0.001, 0 \right] = 0.000109533$$

$$\sigma_c(\epsilon_c) := \begin{cases} f_{cm} \cdot \frac{\left[ k \cdot \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cl}} \right) - \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cl}} \right)^2 \right]}{1 + (k-2) \cdot \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cl}}} & \text{if } \epsilon_{ct} \geq \epsilon_c \geq \epsilon_{cul} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$



## TERÄS

Myötölujuus

$$f_{yk} := 280.3 \text{ MPa}$$

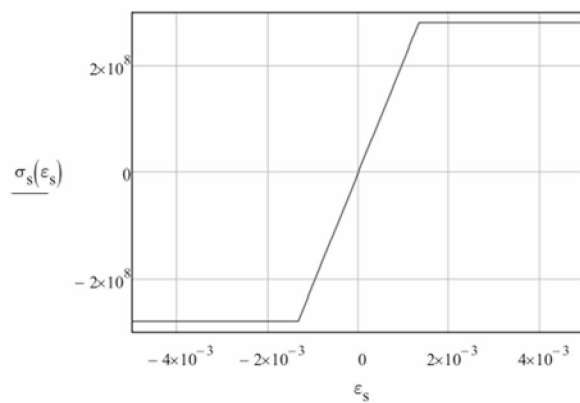
Kimmokerroin

$$E_s := 210000 \text{ MPa}$$

Materiaalimalli

$$\epsilon_{yk} := \frac{f_{yk}}{E_s} = \blacksquare$$

$$\sigma_s(\epsilon_s) := \begin{cases} (E_s \cdot \epsilon_s) & \text{if } -\epsilon_{yk} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{yk} \\ f_{yk} & \text{if } \epsilon_{yk} < \epsilon_s \\ (-f_{yk}) & \text{if } -\epsilon_{yk} > \epsilon_s \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$



**POIKKILEIKKAUS**

$$h := 399\text{mm}$$

$$b := 407\text{mm}$$

Etsitään kirjallisuudessa esitettyä poikkileikkausta vastaava laskennallinen poikkileikkaus

Teräspalkki INP-260

$$I_{\text{vert}} := 5744\text{cm}^4$$

$$h_s := 260\text{mm}$$

$$b_f := 113\text{mm}$$

$$b_w := 9.4\text{mm}$$

$$b_k := 0.5 \cdot (b_f - b_w) = 51.8\text{mm}$$

$$h_k := b_k \cdot \frac{1}{7} = 7.4\text{mm}$$

$$h_w(h_f) := h_s - 2 \cdot h_f$$

$$I(h_f) := \frac{b_w \cdot h_w(h_f)^3}{12} + \frac{b_f \cdot h_f^3}{12} \cdot 2 + \frac{b_k \cdot h_k^3}{36} \cdot 4 + 2 \cdot (h_f \cdot b_f) \cdot \left(\frac{h_s}{2} - \frac{h_f}{2}\right)^2 + 2 \cdot (b_k \cdot h_k) \cdot \left(\frac{h_s}{2} - h_f - \frac{h_k}{3}\right)^2$$

$$h_f := \text{root}(I(h_f) - I_{\text{vert}}, h_f, 0\text{mm}, 40\text{mm}) = 10.2094\text{mm}$$

$$A_{\text{vert}} := 53.4\text{cm}^2$$

$$A_a := h_f \cdot b_f \cdot 2 + h_w(h_f) \cdot b_w + 2 \cdot b_k \cdot h_k = 53.2603\text{cm}^2$$

Laipan etäisyys alapinnasta

$$s_c := 60\text{mm}$$

Ruostevähennys alalaipan alapinnasta

$$\text{ruoste} := 1\text{mm}$$

Tehollinen korkeus

$$d := h - s_c = 339\text{mm}$$

**POIKKILEIKKAUKSEN ALUEET**

Määritetään alueet, jonka yli poikkileikkauksen jännitys jakaumat voidaan integroida

Alueiden korkeudet:

$$h_1 := s_c + \text{ruoste} = 61\text{mm}$$

$$h_2 := h_f - \text{ruoste} = 9.2094\text{mm}$$

$$h_3 := h_k = 7.4\text{mm}$$

$$h_4 := h_w(h_f) - 2 \cdot h_k = 224.7812\text{mm}$$

$$h_5 := h_k = 7.4\text{mm}$$

$$h_6 := h_f = 10.2094\text{mm}$$

$$h_7 := h - h_6 - h_5 - h_4 - h_3 - h_2 - h_1 = 79\text{mm}$$



#### Alue 1

$$x_{1\_a} := 0 \text{ mm}$$

$$x_{1\_y} := h_1 = 61 \cdot \text{mm}$$

betoni

$$b_{c1} := b$$

#### Alue 2

$$x_{2\_a} := x_{1\_y} = 61 \cdot \text{mm}$$

$$x_{2\_y} := x_{2\_a} + h_2 = 70.2094 \cdot \text{mm}$$

betoni

$$b_{c2} := b - b_f$$

teräs

$$b_{s2} := b_f$$

#### Alue 3

$$x_{3\_a} := x_{2\_y} = 70.2094 \cdot \text{mm}$$

$$x_{3\_y} := x_{3\_a} + h_3 = 77.6094 \cdot \text{mm}$$

betoni

$$b_{c3}(x) := b - \left[ b_f - \left( \frac{x - x_{3\_a}}{x_{3\_y} - x_{3\_a}} \right) \cdot [0.5 \cdot (b_f - b_w)] \cdot 2 \right]$$

teräs

$$b_{s3}(x) := b_f - \left( \frac{x - x_{3\_a}}{x_{3\_y} - x_{3\_a}} \right) \cdot [0.5 \cdot (b_f - b_w)] \cdot 2$$

#### Alue 4

$$x_{4\_a} := x_{3\_y} = 77.6094 \cdot \text{mm}$$

$$x_{4\_y} := x_{4\_a} + h_4 = 302.3906 \cdot \text{mm}$$

betoni

$$b_{c4} := b - b_w$$

teräs

$$b_{s4} := b_w$$

**Alue5**

$$x_{5\_a} := x_{4\_y} = 302.3906 \cdot \text{mm}$$

$$x_{5\_y} := x_{5\_a} + h_5 = 309.7906 \cdot \text{mm}$$

betoni

betoni

$$b_{c5}(x) := b - \left[ b_w + \left( \frac{x - x_{5\_a}}{x_{5\_y} - x_{5\_a}} \right) \cdot [0.5 \cdot (b_f - b_w)] \cdot 2 \right]$$

teräs

$$b_{s5}(x) := b_w + \left( \frac{x - x_{5\_a}}{x_{5\_y} - x_{5\_a}} \right) \cdot [0.5 \cdot (b_f - b_w)] \cdot 2$$

**Alue 6**

$$x_{6\_a} := x_{5\_y} = 309.7906 \cdot \text{mm}$$

$$x_{6\_y} := x_{6\_a} + h_6 = 320 \cdot \text{mm}$$

betoni

$$b_{c6} := b - b_f$$

teräs

$$b_{s6} := b_f$$

**Alue 7**

$$x_{7\_a} := x_{6\_y} = 320 \cdot \text{mm}$$

$$x_{7\_y} := x_{7\_a} + h_7 = 399 \cdot \text{mm}$$

betoni

$$b_{c7} := b$$

**POIKKILEIKKAUKSEN YHTÄLÖT**

Venymät alapinnasta

$$\epsilon(x, \epsilon_{ap}, \epsilon_{yp}) := \epsilon_{ap} + (\epsilon_{yp} - \epsilon_{ap}) \cdot \frac{x}{h}$$

# Voimatasapaino

## Teräksen voimat

$$N_s(\varepsilon_{ap}, \varepsilon_{yp}) := \begin{pmatrix} 0 \\ \int_{x_{2\_a}}^{x_{2\_y}} \sigma_s(\varepsilon(x, \varepsilon_{ap}, \varepsilon_{yp})) \cdot b_{s2} \, dx \\ \int_{x_{3\_a}}^{x_{3\_y}} \sigma_s(\varepsilon(x, \varepsilon_{ap}, \varepsilon_{yp})) \cdot b_{s3}(x) \, dx \\ \int_{x_{4\_a}}^{x_{4\_y}} \sigma_s(\varepsilon(x, \varepsilon_{ap}, \varepsilon_{yp})) \cdot b_{s4} \, dx \\ \int_{x_{5\_a}}^{x_{5\_y}} \sigma_s(\varepsilon(x, \varepsilon_{ap}, \varepsilon_{yp})) \cdot b_{s5}(x) \, dx \\ \int_{x_{6\_a}}^{x_{6\_y}} \sigma_s(\varepsilon(x, \varepsilon_{ap}, \varepsilon_{yp})) \cdot b_{s6} \, dx \\ 0 \end{pmatrix}$$

$$N_{stot}(\varepsilon_{ap}, \varepsilon_{yp}) := \sum_{j=0}^6 N_s(\varepsilon_{ap}, \varepsilon_{yp})_j$$

## Betonin voimat

$$N_c(\varepsilon_{ap}, \varepsilon_{yp}) := \begin{pmatrix} \int_{x_{1\_a}}^{x_{1\_y}} \sigma_c(\varepsilon(x, \varepsilon_{ap}, \varepsilon_{yp})) \cdot b_{c1} \, dx \\ \int_{x_{2\_a}}^{x_{2\_y}} \sigma_c(\varepsilon(x, \varepsilon_{ap}, \varepsilon_{yp})) \cdot b_{c2} \, dx \\ \int_{x_{3\_a}}^{x_{3\_y}} \sigma_c(\varepsilon(x, \varepsilon_{ap}, \varepsilon_{yp})) \cdot b_{c3}(x) \, dx \\ \int_{x_{4\_a}}^{x_{4\_y}} \sigma_c(\varepsilon(x, \varepsilon_{ap}, \varepsilon_{yp})) \cdot b_{c4} \, dx \\ \int_{x_{5\_a}}^{x_{5\_y}} \sigma_c(\varepsilon(x, \varepsilon_{ap}, \varepsilon_{yp})) \cdot b_{c5}(x) \, dx \\ \int_{x_{6\_a}}^{x_{6\_y}} \sigma_c(\varepsilon(x, \varepsilon_{ap}, \varepsilon_{yp})) \cdot b_{c6} \, dx \\ \int_{x_{7\_a}}^{x_{7\_y}} \sigma_c(\varepsilon(x, \varepsilon_{ap}, \varepsilon_{yp})) \cdot b_{c7} \, dx \end{pmatrix}$$

$$N_{\text{ctot}}(\varepsilon_{\text{ap}}, \varepsilon_{\text{yp}}) := \sum_{j=0}^6 N_{\text{c}}(\varepsilon_{\text{ap}}, \varepsilon_{\text{yp}})_j$$

Tasapaino

$$TP(\varepsilon_{\text{ap}}, \varepsilon_{\text{yp}}) := N_{\text{stot}}(\varepsilon_{\text{ap}}, \varepsilon_{\text{yp}}) + N_{\text{ctot}}(\varepsilon_{\text{ap}}, \varepsilon_{\text{yp}})$$

Momentit alareunan suhteen

Teräksen momentit

$$M_s(\varepsilon_{\text{ap}}, \varepsilon_{\text{yp}}) := \begin{pmatrix} 0 \\ \int_{x_{2\_a}}^{x_{2\_y}} \sigma_s(\varepsilon(x, \varepsilon_{\text{ap}}, \varepsilon_{\text{yp}})) \cdot b_{s2} \cdot x \, dx \\ \int_{x_{3\_a}}^{x_{3\_y}} \sigma_s(\varepsilon(x, \varepsilon_{\text{ap}}, \varepsilon_{\text{yp}})) \cdot b_{s3}(x) \cdot x \, dx \\ \int_{x_{4\_a}}^{x_{4\_y}} \sigma_s(\varepsilon(x, \varepsilon_{\text{ap}}, \varepsilon_{\text{yp}})) \cdot b_{s4} \cdot x \, dx \\ \int_{x_{5\_a}}^{x_{5\_y}} \sigma_s(\varepsilon(x, \varepsilon_{\text{ap}}, \varepsilon_{\text{yp}})) \cdot b_{s5}(x) \cdot x \, dx \\ \int_{x_{6\_a}}^{x_{6\_y}} \sigma_s(\varepsilon(x, \varepsilon_{\text{ap}}, \varepsilon_{\text{yp}})) \cdot b_{s6} \cdot x \, dx \\ 0 \end{pmatrix}$$

$$M_{\text{stot}}(\varepsilon_{\text{ap}}, \varepsilon_{\text{yp}}) := \sum_{j=0}^6 M_s(\varepsilon_{\text{ap}}, \varepsilon_{\text{yp}})_j$$

# Betonin momentit

$$M_c(\varepsilon_{ap}, \varepsilon_{yp}) := \left( \begin{array}{l} \int_{x_{1\_a}}^{x_{1\_y}} \sigma_c(\varepsilon(x, \varepsilon_{ap}, \varepsilon_{yp})) \cdot b_{c1} \cdot x \, dx \\ \int_{x_{2\_a}}^{x_{2\_y}} \sigma_c(\varepsilon(x, \varepsilon_{ap}, \varepsilon_{yp})) \cdot b_{c2} \cdot x \, dx \\ \int_{x_{3\_a}}^{x_{3\_y}} \sigma_c(\varepsilon(x, \varepsilon_{ap}, \varepsilon_{yp})) \cdot b_{c3}(x) \cdot x \, dx \\ \int_{x_{4\_a}}^{x_{4\_y}} \sigma_c(\varepsilon(x, \varepsilon_{ap}, \varepsilon_{yp})) \cdot b_{c4} \cdot x \, dx \\ \int_{x_{5\_a}}^{x_{5\_y}} \sigma_c(\varepsilon(x, \varepsilon_{ap}, \varepsilon_{yp})) \cdot b_{c5}(x) \cdot x \, dx \\ \int_{x_{6\_a}}^{x_{6\_y}} \sigma_c(\varepsilon(x, \varepsilon_{ap}, \varepsilon_{yp})) \cdot b_{c6} \cdot x \, dx \\ \int_{x_{7\_a}}^{x_{7\_y}} \sigma_c(\varepsilon(x, \varepsilon_{ap}, \varepsilon_{yp})) \cdot b_{c7} \cdot x \, dx \end{array} \right)$$

$$M_{ctot}(\varepsilon_{ap}, \varepsilon_{yp}) := \sum_{j=0}^6 M_c(\varepsilon_{ap}, \varepsilon_{yp})_j$$

## Yhteensä

$$M(\varepsilon_{ap}, \varepsilon_{yp}) := M_{stot}(\varepsilon_{ap}, \varepsilon_{yp}) + M_{ctot}(\varepsilon_{ap}, \varepsilon_{yp})$$

## RATKAISU

Määritetään funktio, joka annettua käyristymää käyttäen etsii sellaisen venymän  $\varepsilon_a$  arvon, jolla poikkileikkauksen tasapainoyhtälö on nollassa.

$$\varepsilon_{ap}(\kappa) := \text{root}\left(\text{TP}(\varepsilon_a, -\kappa \cdot h + \varepsilon_a), \varepsilon_a, 1 \times 10^{-6}, 0.03\right)$$

Yläpinnan venymä saadaan käyttäen löydettyä alapinnan venymää ja annettua käyristymää.

$$\varepsilon_{yp}(\kappa) := -\kappa \cdot h + \varepsilon_{ap}(\kappa)$$

Poikkileikkauksessa vaikuttava taivutusmomentti saadaan määritettyä ylä- ja alapinnan venymien sekä muodostettujen momenttifunktioden avulla.

$$M_0(\kappa) := 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \text{on error } -M(\varepsilon_{ap}(\kappa), \varepsilon_{yp}(\kappa))$$

Poikkileikkauksen neutraaliakselin korkeudelle ja teräsprofiilin kokonaisnormaalivoimalle muodostetaan seuraavat lausekkeet:

$$NA(\kappa) := 0m \quad \text{on error} \quad \frac{-\varepsilon_{yp}(\kappa) \cdot h}{\varepsilon_{ap}(\kappa) - \varepsilon_{yp}(\kappa)}$$

$$N_F(\kappa) := 0kN \quad \text{on error} \quad N_{stot}(\varepsilon_{ap}(\kappa), \varepsilon_{yp}(\kappa))$$

HUOM! Kaavoissa esitetty "on error", tarkoittaa sitä, että jos ohjelma ei löydä ratkaisua esitettyyn ongelmaan asettaa se ratkaisun nolllaksi.

Etsitään momentin arvoja usealla eri käyritysmän arvolla. Määritetään laskentaalue ja -tarkkuus.

$$N_0 := 90$$

$$i := 0..N_0$$

$$N_1 := \frac{N_0}{3} = 30$$

$$N_2 := N_1 \cdot 2 = 60$$

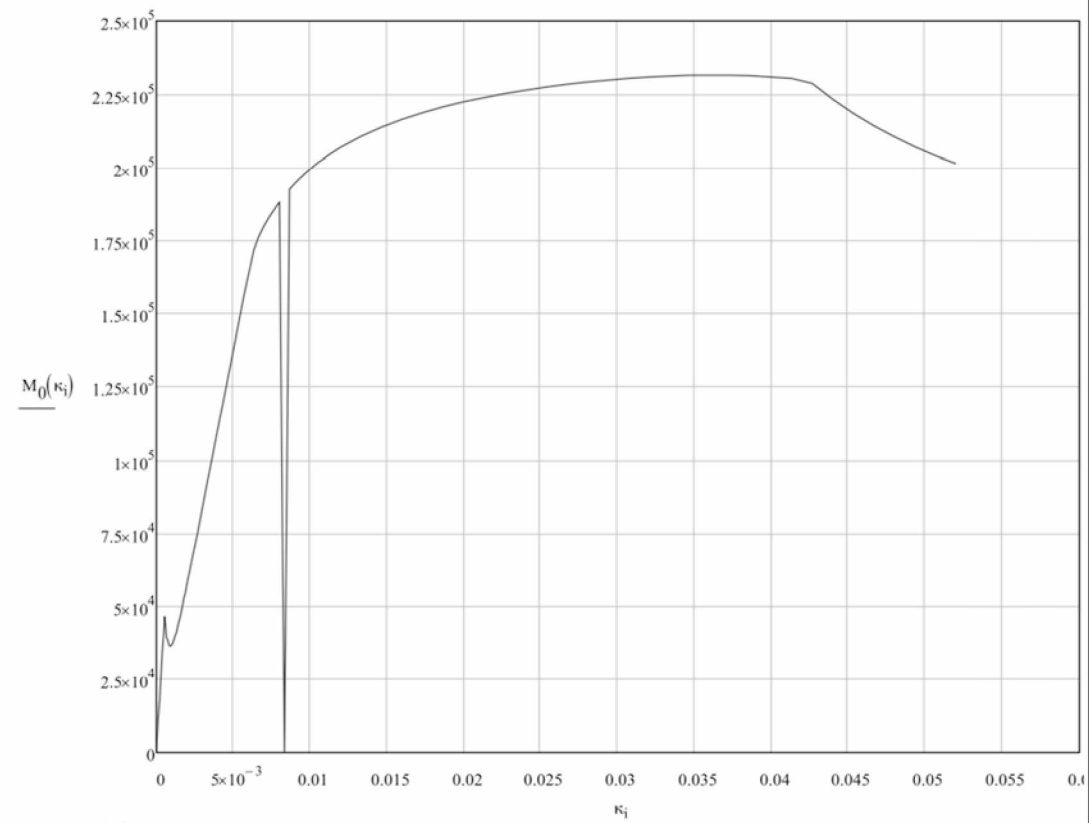
$$\kappa_1 := 0.002 \cdot \frac{1}{m} \quad \kappa_2 := 0.01 \cdot \frac{1}{m} \quad \kappa_3 := 0.04 \cdot \frac{1}{m}$$

$$\kappa_i := \begin{cases} \kappa_1 \cdot \frac{i}{N_1} & \text{if } i \leq N_1 \\ \kappa_1 + \kappa_2 \cdot \frac{i - N_1}{N_2 - N_1} & \text{if } N_2 \geq i > N_1 \\ \kappa_1 + \kappa_2 + \kappa_3 \cdot \frac{i - N_2}{N_0 - N_2} & \text{if } i > N_2 \end{cases}$$



## TULOKSET

Poikkileikkauksen momentti-käyritysmäyhteys



$$M_{t_i} := M_0(k_i)$$

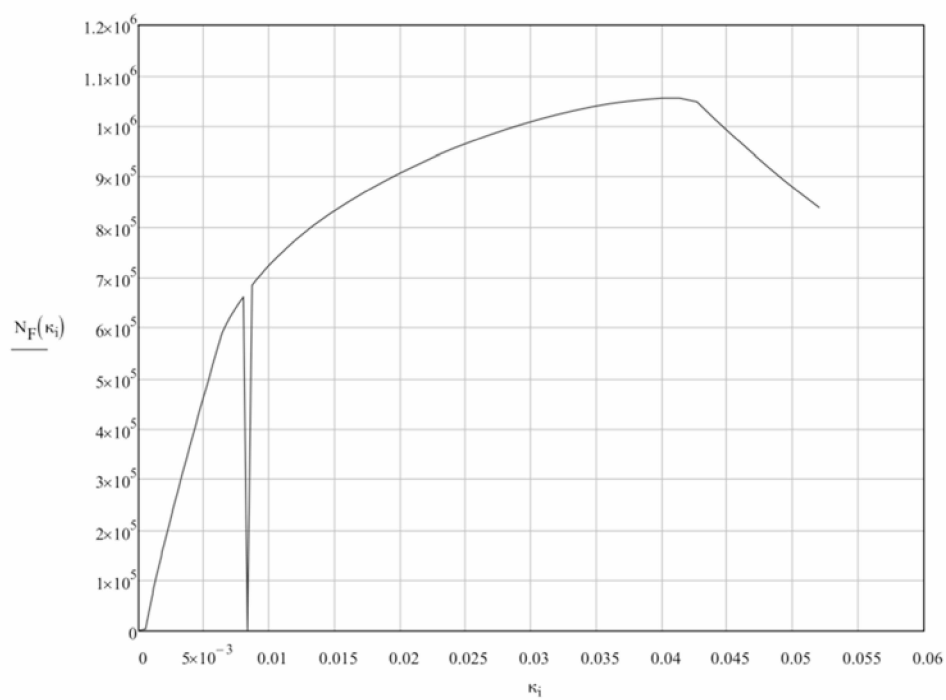
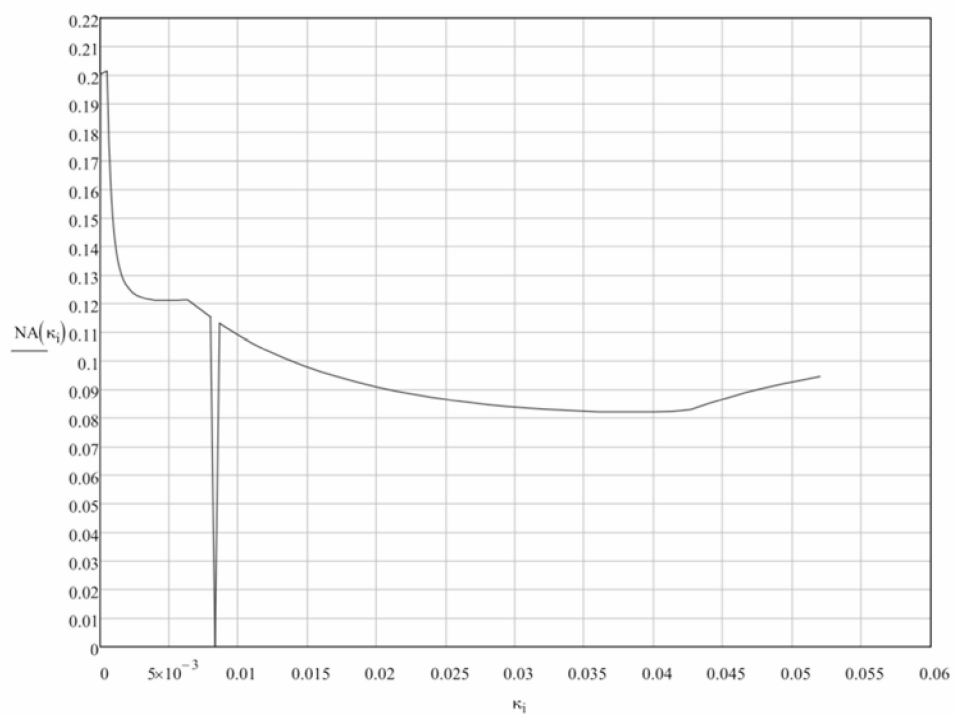
Maksimimomentti

$$M_u := \max(M_t) = 231.314 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

Taivutusjäykkyys halkeilleena

$$EI := \frac{M_0(k_{N1})}{k_{N1}} = 28737.2008 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}^2$$

Määritetään myös poikkileikkauksen neutraaliakselin sijainnin ja teräsprofiilissa vaikuttava kokonaisnormaalivektorin ja käyrityksen yhteys.





## Valokuvia siltapaikalta

---



*Kuva 2 Lohkon 2 tuella T1betoni oli haljennut*



*Kuva 3 Lohkojen (lohko 1 vas.) välinen sauma ja erot tuissa*



*Kuva 4 Venymäanturien asentamista varten teräspalkit avattiin esille alapinnastaan, Kuva: Kauko Sahi*



*Kuva 5 Teräspalkit olivat paikoitelleen hyvin ruosteessa, Kuva: Kauko Sahi*



*Kuva 6 Jotkin palkit olivat vähemmän ruosteessa. Poikkiteräksiä meni poikki betonia poistettaessa, Kuva: Kauko Sahi*





*Kuva 7 Palkkien kohdalla näkyi muutamia pituussuuntaisia halkeamia*



*Kuva 8 Siltapaikan purkaminen aloitettiin tukikerroksen poistamisella. Viereisen betonikehän ja osittain lohkon 1 päällä oli routaeristeitä*



*Kuva 9 Poistettu ratamateriaali läjitettiin kauemmas ratapenkereelle*

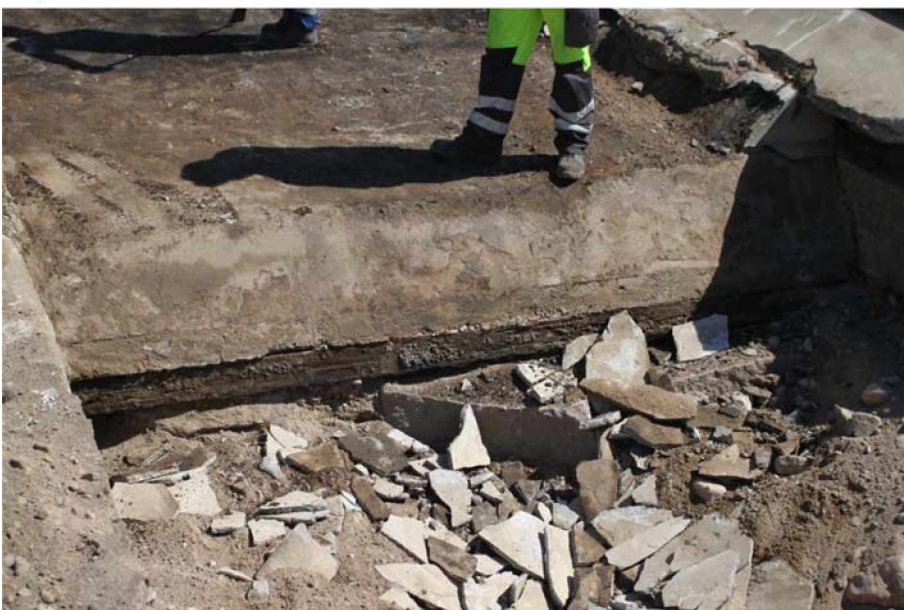




*Kuva 10 Tukikerroksen alla oli hienommasta aineesta koostuva alusrakennekerros. Kuvassa keskellä näkyy siltakannen yläpintaa.*



*Kuva 11 Kaikki ratamateriaali poistettuna siltalohkojen päältä. Lohkojen päällä vielä suojabetonikerros*



*Kuva 12 Lohkon 2 suojabetonikerros ja jonkintyyppinen eristemateriaali irtosi erittäin*

*helposti*



*Kuva 13 Lohkon 2 päädyn betoni sahattiin irti noston ja siirron helpottamiseksi*



*Kuva 14 Lohkon 2 nostossa betonia lähti tulta mukaan*



*Kuva 15 Myös lohkon 1 mukana lähti betonia tuiulta*





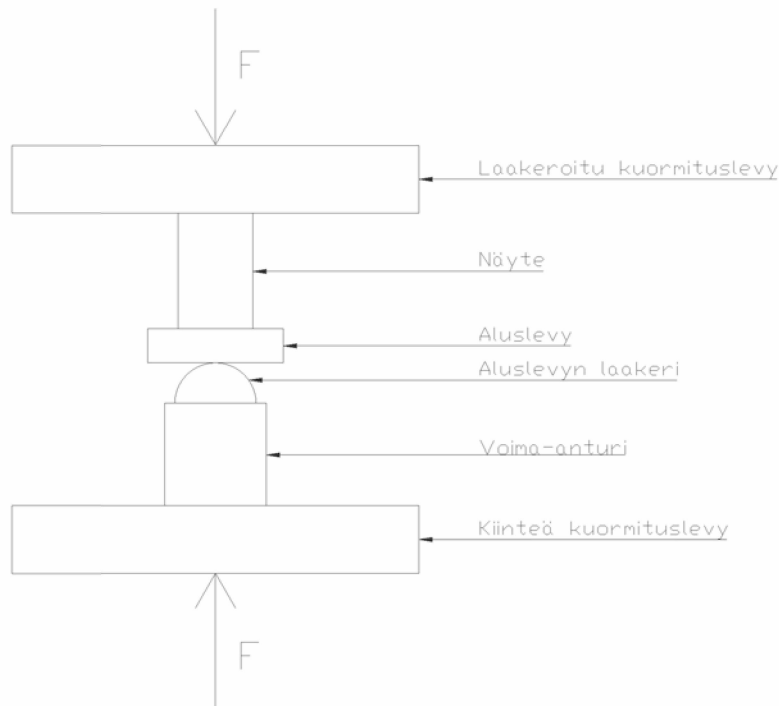
*Kuva 16 Lohkon 1 tapauksessa tukien betoni oli kiinni vain bitumilla ja irtosi helposti*



*Kuva 17 Siltapaikka lohkojen poistamisen jälkeen*

## Liite 5.1 Betonin puristuslujuuden koestus

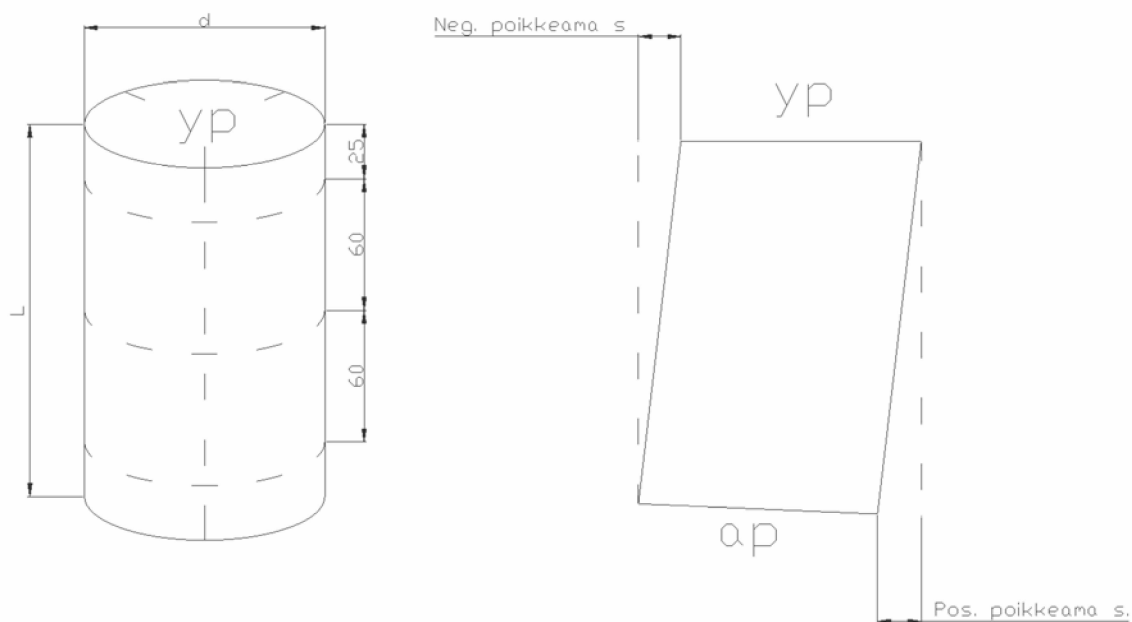
Betonin puristuslujuus koestettiin TTY:n Rakennustekniikan laitoksen koehallissa kesällä 2011. Kuormitus suoritettiin kuvan mukaisella laitteistolla. Valokuva koestuslaitteistosta on esitetty liitteen 5.2 kuvassa 4. Kuormituslevyt olivat neliön muotoisia ja niiden nurkissa oli mitta-anturit jotka mittasivat kuormituslevyjen siirtymää.



Kuva 1 Betonin puristuslujuuden koestuslaitteiston periaate

Ennen koestuksia kalibroitiin käytettävät siirtymäanturit ja voima-anturi. Voima-anturi kalibroitiin kuormittamalla sitä kuormituslaitteiston omaa voima-anturia vasten. Johtuen kalibroinnissa käytetyn kuormitusjärjestelmän oman voima-anturin suuresta kapasiteetista (4 MN) sen antamat voiman arvot kalibrointiin käytetyllä alueella (alle 600 kN) saattoivat olla virheellisiä. Virheet korjattiin myöhemmin vertaamalla kuormitusjärjestelmän voima-anturin antamia arvoja leimatun anturin antamiin arvoihin. Ennen kuormituksia määriteltiin pelkän mittausjärjestelmän voima-siirtymä käyrä, jotta sen välykset ja kimmoiset siirtymät saataisiin poistettua lopullisista mittaustuloksista.

Näytteet jaettiin kolmeen pituussuuntaiseen mittalinjaan, joilta mitattiin pintojen poikkeama koh-tisuorasta. Mittalinjoilta mitattiin myös näytteen halkaisija ylä- ja alareunasta sekä keskeltä ja lisäksi näytteiden pituus. Kuvassa 2 on esitetty mittojen määrittämisen periaate. Taulukkoon 1 on kerätty kaikkien näytteiden mittausten tulokset.



Kuva 2 Betonilieriöiden mittojen määrittäminen

Taulukko 1 Betoninäytteiden mitat

		$d_{yp}$ [mm]	$d_{kesk}$ [mm]	$d_{ap}$ [mm]	L [mm]	s [mm]	Huomioita
L1-N1y	Linja 1	103,9	103,9	104,0	174,0	-0,7	Kyljessä iso kivi. Tasoitettu ja hiottu
	Linja 2	104,1	103,8	103,8	174,4	1,5	
	Linja 3	103,9	103,9	104,0	174,0	0	
L1-N30y	Linja 1	101,1	101,1	101,1	175,3	2,3	Tasoitettu ja hiottu, ylä pään tasointi huono. Äkillinen murto
	Linja 2	101,1	101,2	101,1	174,3	-0,3	
	Linja 3	101,2	101,1	101,1	174,1	-1,7	
L1-N2y	Linja 1	104,0	103,6	104,1	171,5	-0,1	Tasoitettu ja hiottu-Viiru kyljessä keskellä
	Linja 2	104,2	103,9	104,1	171,6	-0,4	
	Linja 3	104,0	103,4	103,9	172,2	1,4	
L1-N20y	Linja 1	101,1	101,1	101,1	174,4	0	Tasoitettu ja hiottu, äkillinen murto
	Linja 2	101,1	101,1	101,1	174,7	-0,1	
	Linja 3	101,1	101,1	101,1	174,8	0,4	
L1-N4a	Linja 1	103,9	104,3	104,0	173,7	1,2	Tasoitettu ja hiottu
	Linja 2	104,0	104,2	104,0	173,5	0	
	Linja 3	104,1	104,0	104,0	173,6	-0,6	
L1-N4y	Linja 1	104,2	104,3	104,0	171,9	0	Tasoitettu ja hiottu, otti kiinni tasaisesti
	Linja 2	104,0	104,0	104,0	175,4	0	
	Linja 3	104,0	104,1	104,1	175,6	0,8	
L1-N3y	Linja 1	104,0	104,0	104,1	173,3	0	Tasoitettu ja hiottu
	Linja 2	104,3	103,8	104,2	174,7	0,6	
	Linja 3	104,1	104,1	104,2	174,1	0	
L2-N10a	Linja 1	104,4	104,4	104,5	171,4	1,2	Hieman vino, rakoa linjalla 2.
	Linja 2	104,5	104,6	104,4	171,7	1,5	
	Linja 3	104,5	104,5	104,5	171,3	-1,2	
L2-N10y	Linja 1	104,4	104,4	104,5	164,6	-1,5	yläpää hiottu. Ylhäällä kyljessä iso kolo.
	Linja 2	104,7	104,6	104,6	165,3	2,5	

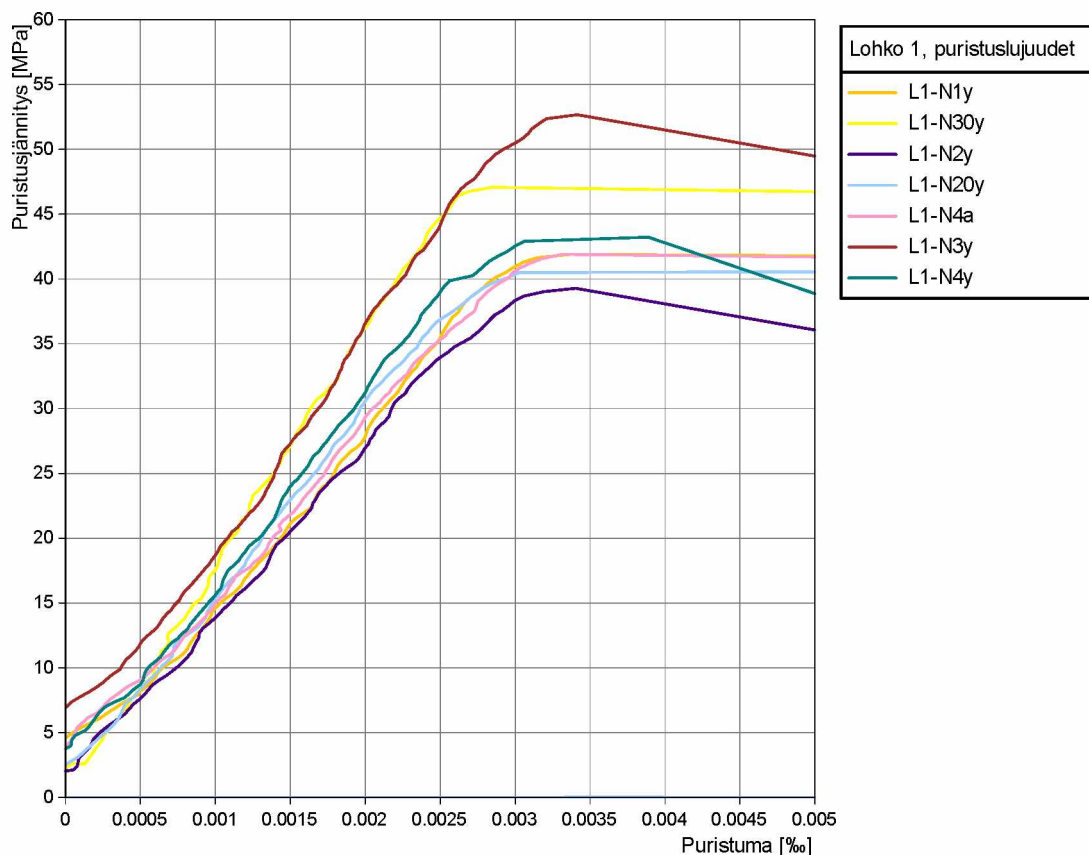
	Linja 3	104,4	104,5	104,5	165,3	1,0	
L2-N1y	Linja 1	103,9	103,8	104,0	171,0	2,2	Yläpäässä lohkeilua, hiottu. Yläpää hyvin vino.
	Linja 2	103,8	103,8	103,6	170,7	0,4	
	Linja 3	103,9	104,0	103,8	170,6	-1,8	
L2-N2a	Linja 1	103,9	103,9	103,8	171,2	0	Yläpäässä ja alapäässä isot kolot. Pieni rako linjalla 1.
	Linja 2	103,8	103,9	104,1	171,3	2,0	
	Linja 3	103,9	104,0	103,9	170,7	-1,6	
L2-N2y	Linja 1	104,0	103,9	104,0	171,8	-1,2	Yläpintaa hiottu tasaiseksi
	Linja 2	104,0	103,8	104,0	171,1	1,0	
	Linja 3	104,1	104,0	104,0	171,6	0	
L2-N3a	Linja 1	103,7	103,9	104,0	168,6	0	Kyljessä kolo, hieman kaarevuutta yläpinnassa
	Linja 2	103,9	104,1	104,1	169,1	0	
	Linja 3	104,1	104,6	103,8	169,6	1,0	
L2-N3y	Linja 1	103,9	103,8	103,7	168,9	-1,0	Alhaalla sahan tekemä viiru, rakoja levyn ja betonin välissä
	Linja 2	103,7	103,8	104,1	169,1	1,6	
	Linja 3	103,7	103,8	103,7	168,7	0,5	
L2-N40k	Linja 1	104,4	104,5	104,4	168,9	0	Kyljessä iso kolo
	Linja 2	104,7	104,7	104,7	168,8	-0,2	
	Linja 3	104,7	104,7	104,4	169,3	2,0	
L2-N4y	Linja 1	103,8	103,9	103,8	168,4	1,0	Alhaalla kyljessä viiru, hieman vino, pieni rako linjalla 1
	Linja 2	103,9	103,6	103,7	167,9	-1,4	
	Linja 3	104,0	104,0	104,1	169,2	0,8	
L2-N5a	Linja 1	103,8	103,8	104,0	168,0	-0,2	Yläosassa pieni teräspala
	Linja 2	103,8	103,8	104,0	168,4	0	
	Linja 3	104,0	103,9	103,9	168,4	0,8	
L2-N5y	Linja 1	103,8	103,9	103,8	168,9	-1,0	Kyljessä koloja
	Linja 2	103,7	104,0	104,1	168,7	1,6	
	Linja 3	104,0	103,9	103,8	168,9	-0,2	
L2-N60k	Linja 1	104,4	104,5	104,5	168,8	0,5	Alapäässä kolo, melko vino
	Linja 2	104,4	104,5	104,4	168,5	-1,0	
	Linja 3	104,5	104,2	104,2	169,2	0,8	
L2-N6a	Linja 1	103,9	103,9	104,0	169,1	0,5	Alapäässä pyöröteräs osittain, yläpäässä halkeillutta runkoainesta, alapää epäkesko
	Linja 2	103,9	103,8	104,2	169,1	0,6	
	Linja 3	104,0	103,9	104,0	169,2	-0,5	
L2-N7a	Linja 1	104,1	103,7	104,1	169,1	0	Hieman rakoja linjalla 1
	Linja 2	104,2	104,0	104,0	169,3	0	
	Linja 3	103,8	103,9	103,9	169,0	0,5	
L2-N7y	Linja 1	103,9	103,7	103,9	168,2	2,4	Yläpintaa hiottu linjan 3 kohdalta. Iso rackoko
	Linja 2	104,0	103,8	104,1	167,9	-1,5	
	Linja 3	103,8	103,9	104,0	167,8	1,4	
L2-N1a	Linja 1	103,8	103,7	103,8	172,5	1,7	Hiottu ja tasattu alapäästä
	Linja 2	103,8	103,8	103,8	171,8	0	
	Linja 3	103,9	103,8	103,8	172,0	-1,3	

Murtokuormituksessa kuormituslaitteistolla tehtiin pieni, n. 2-3 kN, taarakuorma, jotta näyte pysyi paikoillaan. Tämän jälkeen mittaus käynnistettiin ja kuormitusta alettiin lisäämään tasaisesti n. 1,3 kN/s, jotta näyte murtui 3-6 minuutissa.

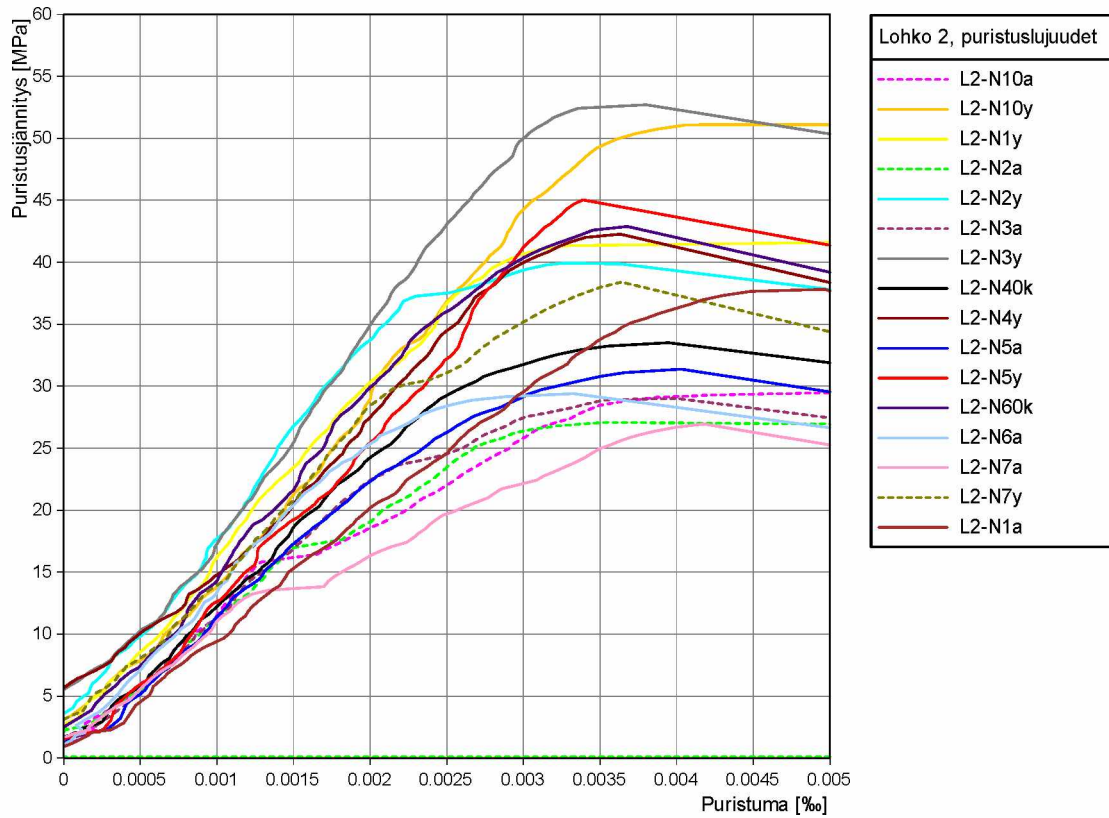


Tuloksena kuormituksista saatiin neljän mitta-anturin siirtymät ja yksi voima-anturin lukema. Betonin jännitykset saatiin selville jakamalla vaikuttanut voima tasaisesti keskimääräiselle pinta-alalle. Jonkinlainen käsitys koekappaleen puristumasta saatiin selville, kun saaduista siirtymien keskiarvosta vähennettiin kuormitusjärjestelmän sisäiset siirtymät ja oletettiin jäljelle jääneen erotuksen näytteen pituuden muutosta. Koetuloksista kuitenkin havaittiin, että kuormituksen alussa tapahtui suuria siirtymiä. Kyseiset siirtymät ovat todennäköisesti välysten poistumista betonin ja kuormituslevyn rajapinnassa. Tuloksia käsiteltiin siten, että niille määriteltiin kulmakerroin käyrän suoralta osalta, jonka jälkeen käyrää siirrettiin siten, että kulmakertoimen suntaaisesti piirretty suora kulki origon kautta. Näin käsitellyt tulokset on esitetty kuvissa 3 ja 4. Murtolujuudet on laskettu taulukoon 2, jossa koekappaleiden kokotekijä on otettu huomioon kertoimella 0,98 (kts. kappale 4.3.1).

Tuloksista nähtiin myös, että muutamassa lohkon 2 näytteessä joidenkin mitta-antureiden antamat arvot kasvoivat äkillisesti, siten että ylälevy kiertyi jonkin vaaka-akselin ympäri. Ilmiö johtui todennäköisesti liian suuresta epäkeskisyydestä tai jostakin häiriöstä tai vauriosta jollakin reunalla. Kyseisten tulosten ei voida katsoa edustavan keskeistä puristumurtoa, joten ne on jätetty huomiotta taulukossa 2 ja kuvassa 2 ne ovat piirretty katkoviivalla. On myös huomattava, että muutamassa muussakin näytteessä puristumat kasvoivat äkillisesti, mutta kyseisissä tapauksissa siirtymät kasvoivat suhteellisen tasaisesti jokaisessa nurkassa.



Kuva 3 Lohkon 1 puristuslujuuden puristusjännitys-puristumakuvaajat



Kuva 4 Lohkon 2 puristuslujuuden puristusjännitys-puristumakuvaajat

Taulukko 2 Betonin puristuslujuudet kokotekijä huomioiden

Lohko 1	Murtolujuus [Mpa]	Lohko 2	Murtolujuus [Mpa]
L1-N1y	41.1	L2-N1a	37.1
L1-N20y	39.8	L2-N1y	40.8
L1-N30y	46.1	L2-N10y	50.2
L1-N2y	38.5	L2-N2y	39.1
L1-N4a	41.1	L2-N3y	51.6
L1-N3y	51.6	L2-N40k	32.8
L1-N4y	42.4	L2-N4y	41.4
n	7	L2-N5a	30.7
Keskiarvo	42.9	L2-N5y	44.1
Keskihajonta	4.5	L2-N60k	42.0
		L2-N6a	28.8
		L2-N7a	26.4
		n	12
		Keskiarvo	38.8
		Keskihajonta	8.0

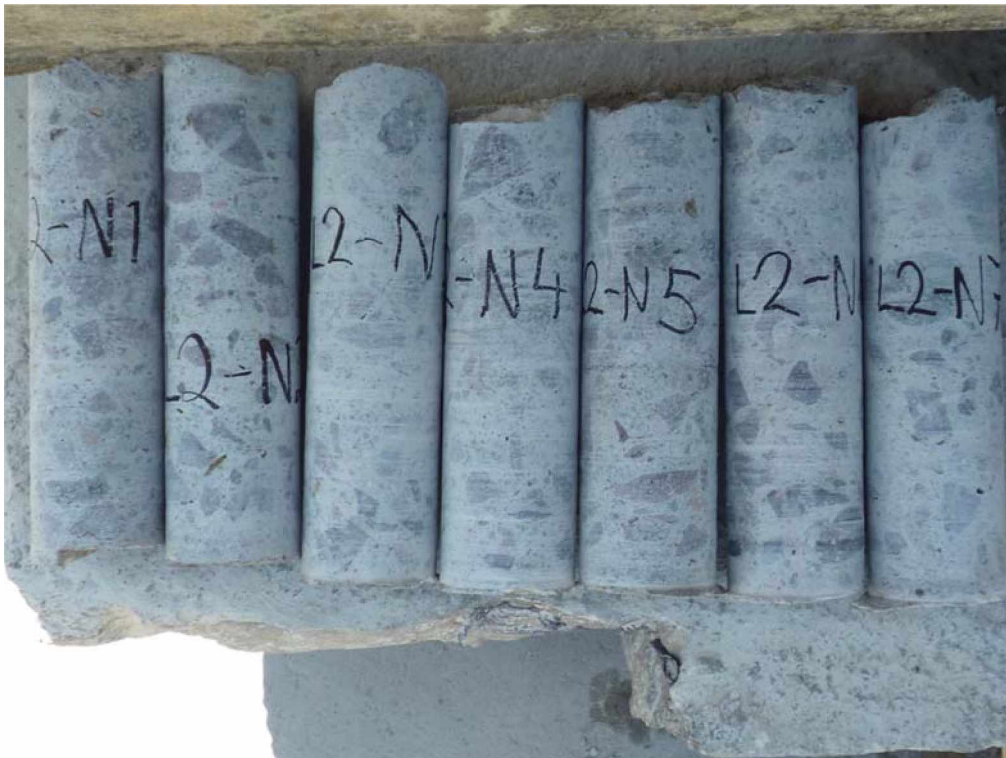


# Betonin puristuslujuuden koestus

---



*Kuva 1 Lohkon 2 betonin puristuslujuuden mittaukseen käytettyjen näytteiden ottokohdat*



*Kuva 2 Lohkosta 2 poratut betonilieriöt*





Kuva 3 Betonin puristushjuusnäytteen L2-N4y pintojen epäsuoruutta



Kuva 4 Näyte L1-N4a koelaitteistossa, huom. pieni rako yläreunassa



Kuva 5 Näytteen L2-40k kyljessä oli puumateriaalin jättämä kolo



Kuva 6 Kuormitusjärjestelmä alhaalta ylös: Tunkin alalevy, voima-anturi, välilevy, näyte L2-N3a, tunkin ylälevy, nurkissa siirtymäanturit



*Kuva 7 Näyte L2-N1y murren jälkeen, murtokartio*



*Kuva 8 Näyte L1-N1y murren jälkeen, vino murtotapa, huom. suuri runkoaines*



*Kuva 9 Näyte L2-N1a murren jälkeen, pitkittäinen murtotapa*



*Kuva 10 Näyte L1-N4y murren jälkeen, pitkittäinen murtotapa, halkeamat kulkevat suurien runkoaines rakeiden läpi*





*Kuva 11 Murtuneen kappaleen osien kartiomaaisuutta näytteessä L2-N7y*



*Kuva 12 Vinosti murtunut koekappale L1-N30y*



*Kuva 13 Pitkittäin murtuneessakin näytteessä L2-N1a osat olivat kartiomaisia*

# Betonin kunnon selvityksen tulokset

Tampereen teknillinen yliopisto Rakennustekniikan laitos			Kohde			Valm. vuosi lohko1: 1916 lohko2: 1931			Tilaaja			PVM			Tutkijat	
---	--	--	-------	--	--	---	--	--	---------	--	--	-----	--	--	----------	--

Näytteen tunnus	Rakennetyyppi	Näytteen pituus [mm]	Näytteen silmämääräinen tarkastelu		raudoitteet				karbonatisoituminen						vetolujuus		huokoisuus	
					Halkaisija [mm]	peitepaksuus [mm]		ulko-/yläpinta			sisä-/alapinta			yläpinta [MPa]	alapinta [MPa]	kapillaari-imeytyspitoisuus p-%	suoja-huokosuhte pr	
			raekoko max [mm]	tiivistys [1...5]		ulko-/yläp.	sisä-/alap.	keskim. [mm]	maks [mm]	karb.kerr [mm/√a]	keskim. [mm]	maks [mm]	karb.kerr [mm/√a]					
RS 1	lohko 1	408	57	3	-			0	0	0.00	0	0	0.00	2.22	2.59	4.2	0.07	
RS 2	lohko 1	409	63	3	-			0	0	0.00	0	0	0.00	1.92	1.40	4.2	0.03	
RS 3	lohko 1	403	58	3	-			0	0	0.00	0	0	0.00			5.0	0.06	
RS 4	lohko 1	412	59	3	14	63	21	0	0	0.00	0	0	0.00			5.4	0.04	
RS 5	lohko 1	261	≥89	3	-			0	0	0.00						4.9	0.04	
RS 6	lohko 1	64	30	4	-			0	0	0.00				4.55				
RS 7	lohko 1	415	52	4	-			0	0	0.00	0	0	0.00			3.9	0.06	
	KA lohko 1	339	53	3				0	0	0	0	0	0			4.6	0.05	
RS 8	lohko 2	251	53	3	-			0	0	0.00						4.8	0.17	
RS 9	lohko 2	389	46	4	-			3	7	0.31						5.4	0.19	
RS 10	lohko 2	99	55	4	-			3	8	0.31				0.64		5.1	0.20	
RS 11	lohko 2	315	59	3	-			4	8	0.41				0.31		4.7	0.20	
	KA lohko 2	264	53	4				3	6	0.26				0.48		5.0	0.19	

lohkossa 2 alapinta on epämääräinen

## Suojahuokossuhteen määrittäminen

koekappaleen tunnus	rakennetyyppi	kuivapaino [g]	tyhjäpaino [g]	kapill.paino [g]	tyhjäkylästys pitoisuus [p-%]	kapillaarikylästys pitoisuus [p-%]	suojahuokosuhte Pr
RS 1/2		463.79	484.87	483.49	4.5	4.2	0.07
RS 2/2		479.10	500.01	499.36	4.4	4.2	0.03
RS 3/1		468.00	492.72	491.18	5.3	5.0	0.06
RS 4/2		466.06	492.34	491.20	5.6	5.4	0.04
RS 5/1		464.29	487.88	487.03	5.1	4.9	0.04
RS 7/3		489.96	510.21	509.03	4.1	3.9	0.06
					#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!
RS 8/1		469.60	496.26	492.15	5.7	4.8	0.15
RS 8/2		461.06	488.38	483.05	5.9	4.8	0.20
RS 9/1		434.91	468.00	459.33	7.6	5.6	0.26
RS 9/2		462.37	490.21	484.98	6.0	4.9	0.19
RS 9/3		461.14	490.81	487.04	6.4	5.6	0.13
RS 10/1		336.15	357.38	353.14	6.3	5.1	0.20
RS 11/1		248.68	260.27	257.48	4.7	3.5	0.24
RS 11/2		452.05	483.39	477.53	6.9	5.6	0.19
RS 11/3		461.18	488.24	483.79	5.9	4.9	0.16

**Betoninäytteiden vetolujuus**

Koekappaleen halkaisija      **51**      mm  
pinta-ala      **2043**      mm<sup>2</sup>

Näytteen tunnus	Rakennetyyppi	Murtovoima [ N ]	Vetolujuus [ MPa ]	Murtokohta / murtumistapa
RS 1/1 yläpinta	lohko 1	4534.0	2.22	runkoainesrakeiden pintoja pitkin. Isokokoinen runkoaines
RS 1/3 alapinta	lohko 1	5297.0	2.59	runkoainesrakeiden pintoja pitkin.
RS 2/1 yläpinta	lohko 1	3930.0	1.92	murtui liimauksesta (vetolujuus vähintään)
RS 2/3 alapinta	lohko 1	2858.0	1.40	runkoainesrakeiden pintoja pitkin.
RS 6	lohko 1	9302.0	4.55	runkoainesrakeiden pintoja pitkin.
RS 10/1	lohko 2	1306.0	0.64	suuri kivi katkeamispinnalla. Runkoaineen pintaa pitkin
RS 11/1	lohko 2	637.0	0.31	suuri kivi katkeamispinnalla. Runkoaineen pintaa pitkin

jälkimmäinen numero kertoo näytteen sijainnin. 1 yläpinta ja 3 alapinta

**Betonikoekappaleiden halkaisuvetolujuus**

koekappaleen tunnus	suurin kuorma, F[N]	näytteen pituus, L[mm]	näytteen halkaisija, d[mm]	halkaisuvetolujuus, fct[MPa]	Huom.
RS 2/2	36470	98	51.5	4.60	
RS 1/2	19810	95	51.5	2.60	säilyi yhtenä kappaleena
RS 3/1	23220	98	51.5	2.95	
RS 4/2	30720	98	51.5	3.85	
RS 5/1	28230	97	51.5	3.60	
RS 7/3	29860	99	51.5	3.75	säilyi yhtenä kappaleena
<b>KA Lohko 1</b>				<b>3.55</b>	
RS 8/1	35000	100	51.5	4.35	
RS 8/2	27010	99	51.5	3.35	puunpala halkaisupinnalla
RS 9/1	23290	97	51.5	2.95	
RS 9/2	27820	99	51.5	3.45	
RS 11/2	17710	99	51.5	2.20	säilyi yhtenä kappaleena
RS 11/3	24630	98	51.5	3.10	
<b>KA Lohko 2</b>				<b>3.25</b>	

kuormituksen jakajana halkaisijaltaan 12 mm pyörötanko, tasauslevynä 3 mm paksuinen vanerisuikale

kuormitusnopeus 0,500 kN/s

testauspäivämäärät, lohko 1: 12.10.2011, lohko 2: 3.11.2011

kaikkien kappaleiden runkoaine oli suurta, joka voi vaikuttaa tulokseen

Kaikki koekappaleet halkesivat odotetusti läpi pituussuuntaan

7/3 ja 1/2 säilyivät kuormituksen jälkeenkin yhtenä kappaleena







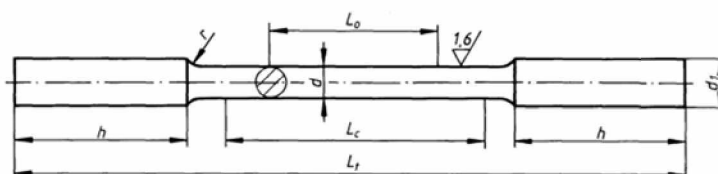
## Liite 6 Teräksen vetolujuus

Suokannan rautatiesillan teräspalkkien vetolujuus koestettiin TTY:n materiaalitekniikan laitoksen toimesta vuoden 2011 syyskuussa. Näytteet koestusta varten otettiin lohkoista irti sahattujen ja pii-kattujen teräspalkkien ylälaipasta. Irroitus tehtiin kulmahiomakoneella. Irroitettavat näytteet olivat mitoiltaan n. 14x14x160 mm ja niitä oli molemmista lohkoista 9 kappaletta. Materiaalitekniikan laitos työsti aihioista standardin SFS 3471 mukaiset 10 mm kiilaistukkasauvat. Kuvassa 1 on esitetty kyseiselle sauvalle esitetyt mittavaatimukset.

### VETOKOKEEN PYÖREÄ KIILAISTUKKASAUVA

Rund kilbackstav för dragprov

Round tensile test piece for wedge holders



#### NIMIKE

Kiilaistukkasauva

$d \times L_o$  SFS 3471

Nimellishalkaisija (mm)

Alkumittapituus (mm)

Esim. Kiilaistukkasauva 10 x 50 SFS 3471

#### MITAT

Mitat millimetreinä

Halkaisija $d$			Alku- mittapituus $L_o = 5d$	Var- talo $L_c$	$L_t$	$r^{2)}$	$d_1^{3)}$	$h$	
Nimellis- mitta	Vaihtelu vartaloilla enintään	Poikkeama nimellis- mitasta enintään <sup>1)</sup>						Vähintään	Suositus
5	0,03	$\pm 0,06$	25	35	90	5	7	25	40
10	0,04	$\pm 0,075$	50	70	145	5	12	35	50
20	0,05	$\pm 0,105$	100	140	270	8	24	60	80

<sup>1)</sup> Vaatimus on voimassa ainoastaan silloin, kun poikkipinta lasketaan nimellimitasta koesauvoja erikseen mitaamatta.

<sup>2)</sup> Suositusmittoja,  $r \geq 4$  mm.

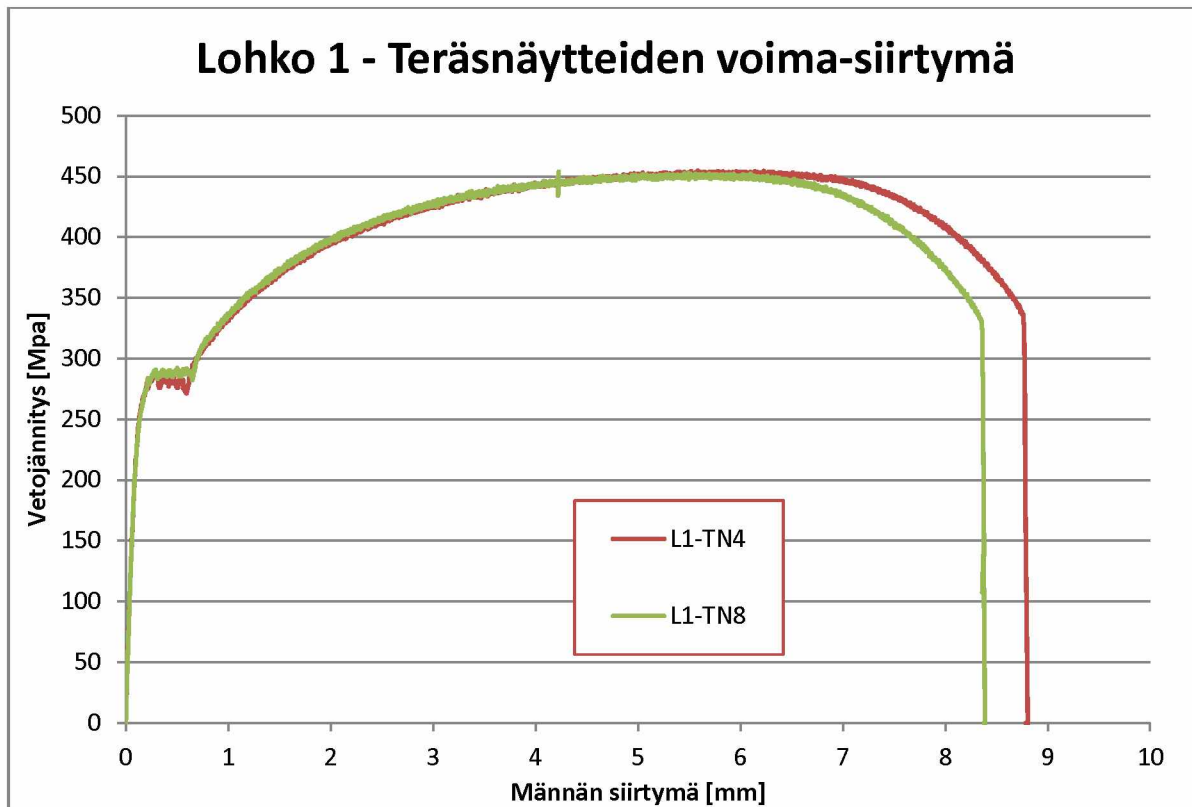
<sup>3)</sup> Annetut arvot ovat ohjeluonteisia.

SFS 3471 Suomen Standardisointilautakunta 1986-08-25

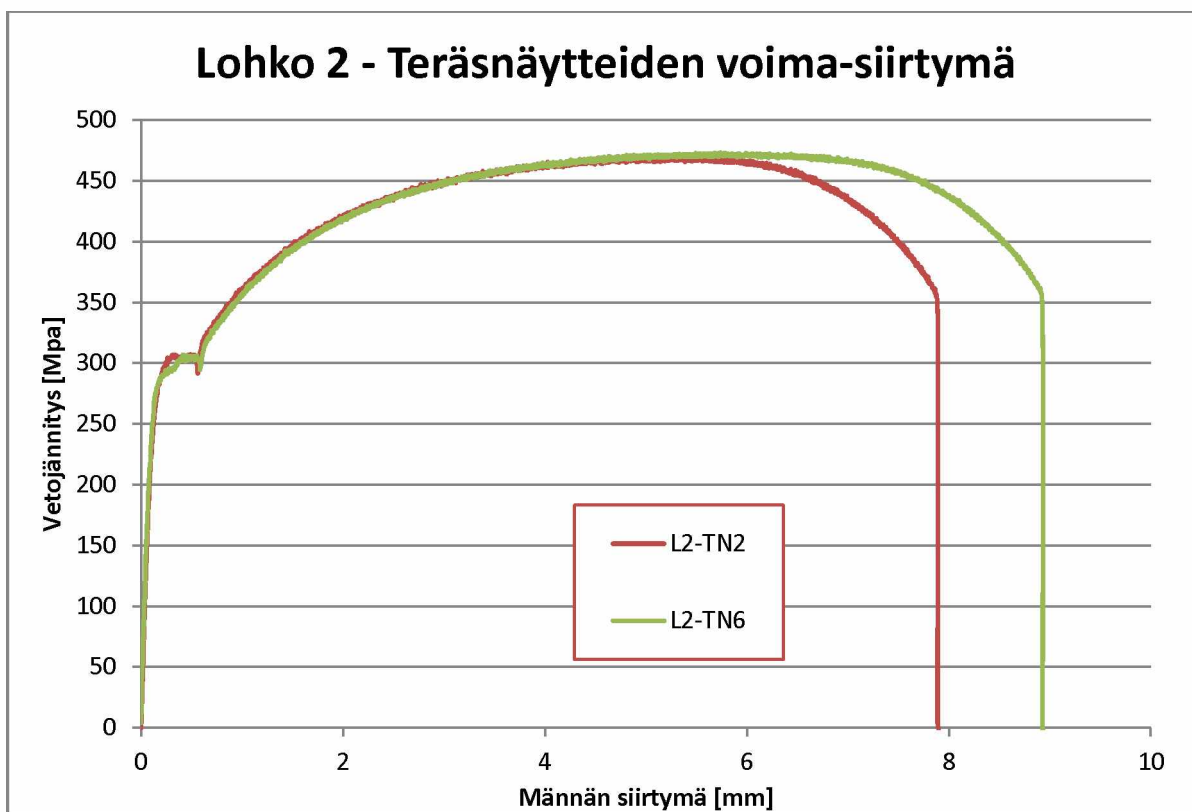
*Kuva 1 Teräksen vetokokeeseen tarvittavan kiilaistukkasauvan geometriavaatimukset standardin SFS 3471 mukaan*

Vetokokeessa kiilaistukkasauvaa vedettiin, kunnes se murtui keskeltä. Kuormituksessa mitattiin vetävää voimaa ja vetävän männän liikettä. Kuvissa 2 ja 3 on esitetty molempien lohkojen kahden näytteen voima-siirtymä kuvaajat. Taulukossa 1 on esitetty yhteenvetona koestuksina saadut myötö- ja murtolujuuden tulokset sekä murtovenymän arvo.





Kuva 2 Lohkon 1 kahden teräsnäytteen voima-siirtymäkuvaajat



Kuva 3 Lohkon 2 kahden teräsnäytteen voima-siirtymäkuvaajat

Taulukko 1 Siltalohkoista otettujen teräsnäytteiden vetolujuudet

näyte	murtolujuus [MPa]	myötölujuus [MPa]	murtovenymä [%]
L1TN1	450.2	283.3	35
L1TN2	448.3	285.2	37.5
L1TN3	448.3	272.8	35
L1TN4	454.7	277.9	35
L1TN5	445.4	264.8	32.5
L1TN6	448.4	274.7	32.5
L1TN7	453.6	289.7	35
L1TN8	454.1	287.9	35
L1TN9	452.6	286.6	37.5
<b>L1 keskiarvo</b>	<b>450.6</b>	<b>280.3</b>	<b>35.0</b>
<b>L1 stdev</b>	<b>3.230</b>	<b>8.316</b>	<b>1.768</b>
L2TN1	470.8	302.7	35
L2TN2	470.9	304.7	25
L2TN3	468.9	302.5	35
L2TN4	471.3	299.6	32.5
L2TN5	470.7	303.4	32.5
L2TN6	473.3	294.5	37.5
L2TN7	470.5	300.0	30
L2TN8	470.4	291.9	30
L2TN9	474.7	305.7	32.5
<b>L2 keskiarvo</b>	<b>471.3</b>	<b>300.6</b>	<b>32.2</b>
<b>L2 stdev</b>	<b>1.731</b>	<b>4.639</b>	<b>3.632</b>



# Venymäanturien asennus

---



*Kuva 1 Alapinnan venymäantureiden asennus aloitettiin siltapaikalla paljastettujen teräspalkkien hionnalla ja puhdistuksella*



*Kuva 2 Venymäanturit kiinnitettiin tipalla tarkoitukseen sopivalla liimalla*



*Kuva 3 Lohkon 2 alapinnan venymäanturi TVa15 kiinnitettynä*





*Kuva 4 Yläpinnan venymäantureita varten teräspalkin päältä poistettiin betonia varovasti piikkaamalla*



*Kuva 5 Palkin yläpinnan hionnan ja puhdistuksen jälkeen venymäanturit liimattiin kiinni*



*Kuva 6 Lohkon 1 yläpinnan venymäanturi TVy12 liimattuna*



*Kuva 7 Liimauksen jälkeen yläpinnan venymäanturit peitettiin muovailtavalla pehmeällä aineella ja johdot ympäröitiin löyhästi teipillä, jotta venymäanturi ei irtoisi teräksestä betonin liikkuesssa*



*Kuva 8 Lohkoihin avatut yläpinnan venymäanturien kolot sekä käytetyt nostoreiät täytettiin juotosbetonilla S1000, jälkihoitona kosteana pito ja muovilla peittäminen*



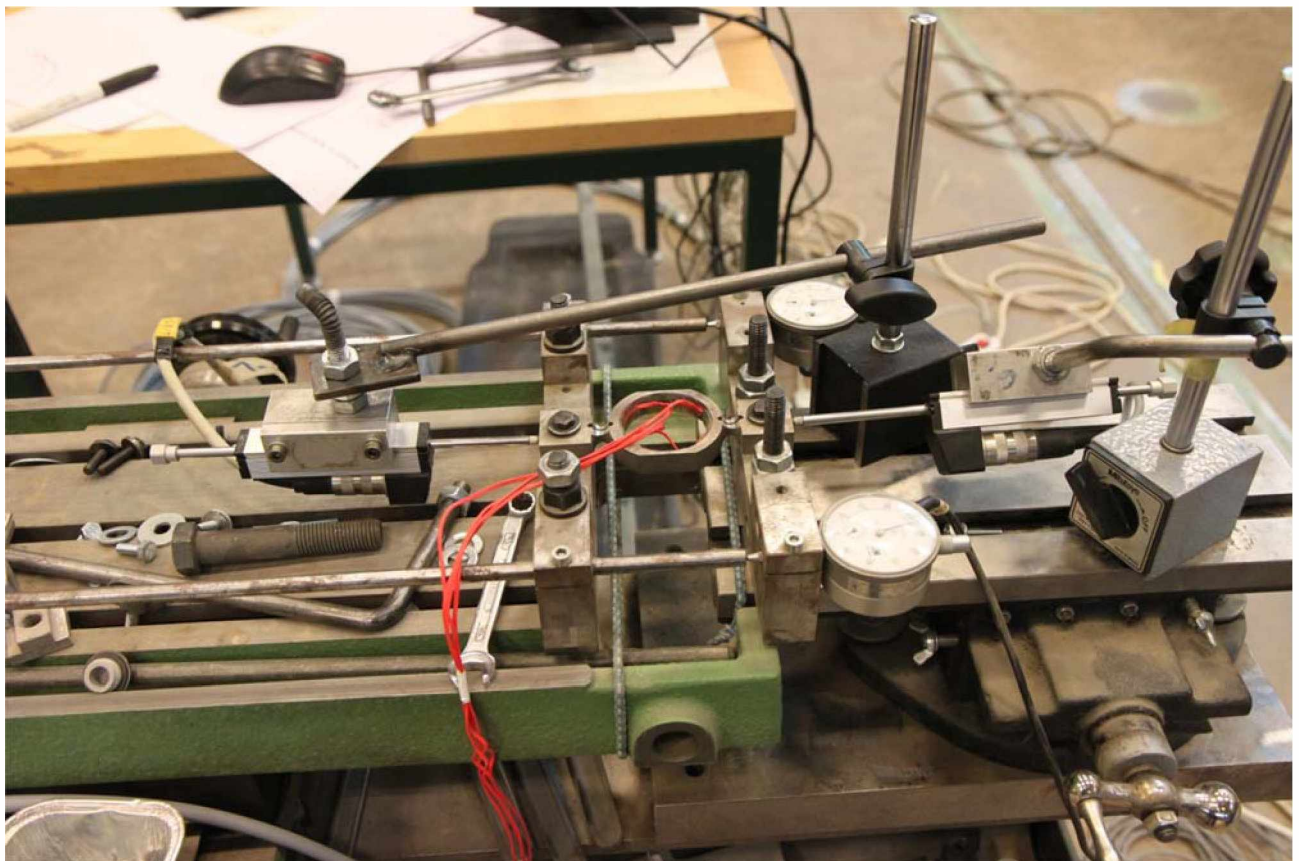
*Kuva 9 Valmis lohkon 1 teräspalkin yläpinnan venymäanturin mittauspiste TVy9*





# Betonin puristuma-anturien kalibrointi

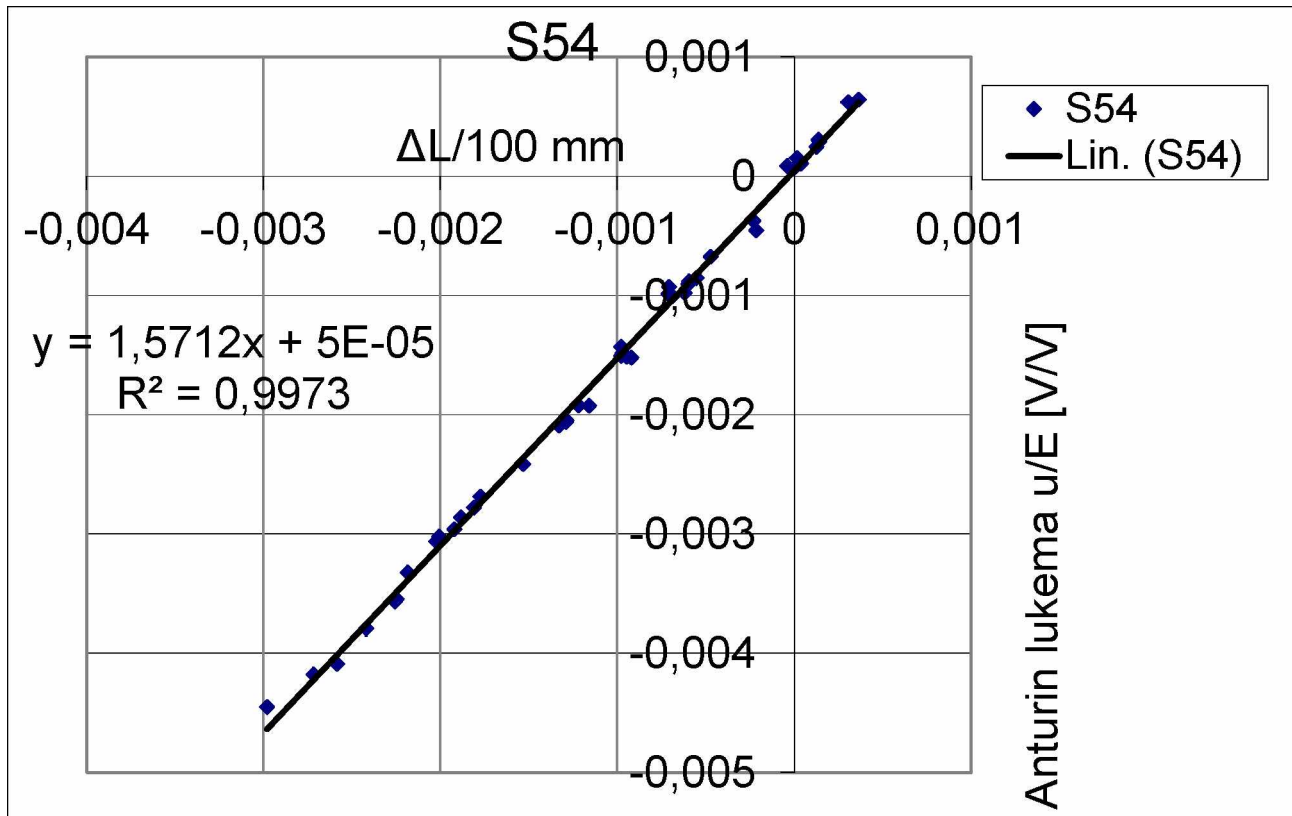
Betonin puristuma-anturien kalibroinnissa määritettiin mikä on kunkin käytetyn anturin päiden siirtymän ja anturin antaman lukeman välinen yhteys. Kalibrointi toteutettiin kiinnittämällä anturi penkkiin, jossa sen pituutta pystyttiin muuttamaan. Päiden siirtymää mitattiin sähköisesti siirtymäantureilla, jotka oli erikseen kalibroitu tarkoitukseen sopivilla mitta-paloilla. Siirtymäantureille olisi voinut käyttää vakiokerrointa 52, koska siirtymäantureiden virhe on joka tapauksessa melko pieni. Kuvassa on esitetty kalibrointijärjestely.



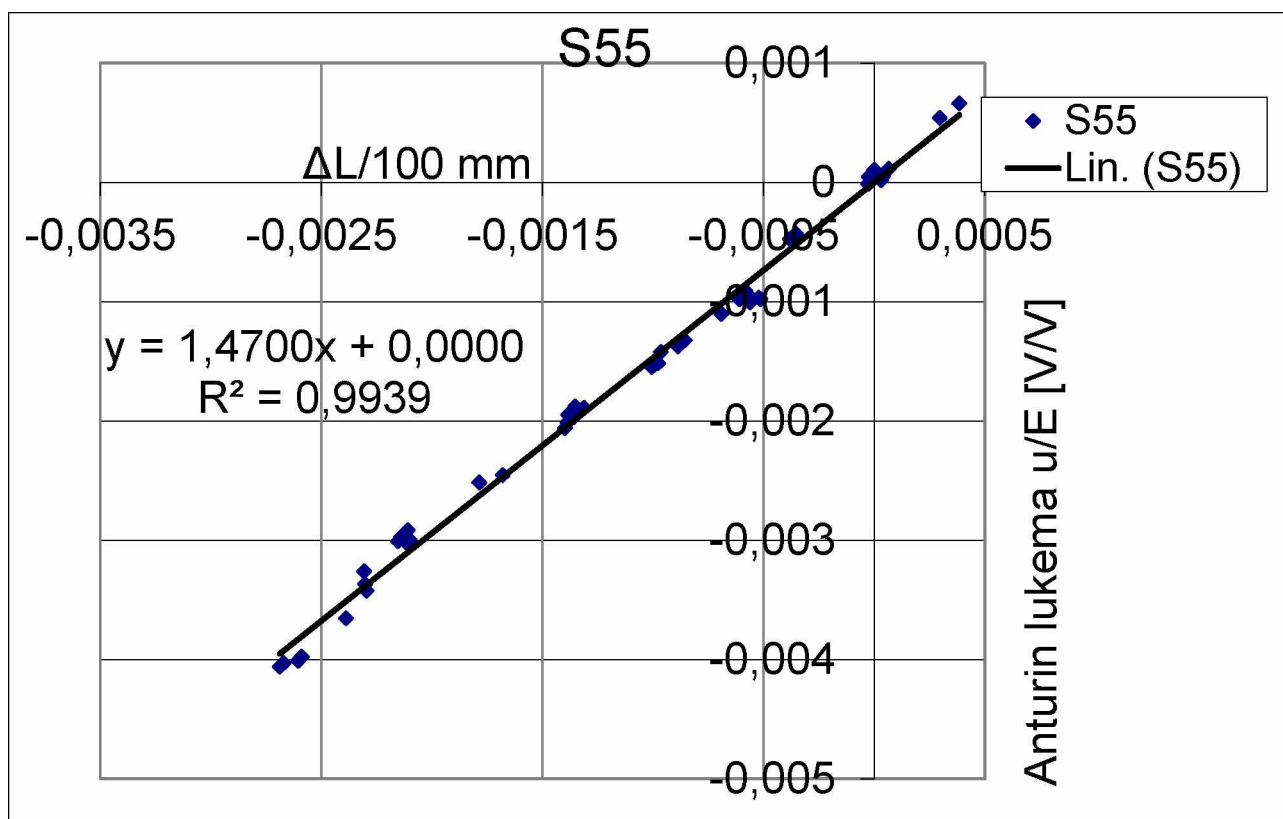
*Kuva 1 Betonin puristuma-anturin kalibrointi järjestely*

Puristuma-anturin ja siirtymäantureiden antamat arvot mitattiin sähköisesti tietokoneelle. Lisäksi mitattiin syöttöjännite, jotta sen muutoksen vaikutus voitiin ottaa huomioon. Kalibrointi suoritettiin muuttamalla anturin pituutta penkissä olleella säätimellä siten, että tietokone mittasi anturien arvot aina viiden sekunnin välein ja aina mittausten välillä anturin pituutta muutettiin. Kalibrointi alueena käytettiin 0,05 mm - -0,4 mm, koska tällä mitta-alueella betonin siirtymien ajateltiin kuormituksessa olevan ja anturien käyttäytyminen oli hieman epälineaarista, jolloin kertoimeen ei haluttu vaikuttavan arvot, jotka aiheuttaisivat mittausrvirhettä koekuormituksessa. Pituuden muutokset tehtiin n. 0,05 – 0,1 mm portaissa muutoksen suunnan ollessa melko satunnainen.

Kalibroinnista saatiin tietokoneelle anturin pituuden muutoksen ja sen antaman lukeman muodostama pisteparvi. Pisteparveen sijoitettiin Excel -ohjelman lineaarisella regressiolla suora, jonka kulmakertoimesta saatiin anturin kerroin, jonka perusteella voidaan laskea kuinka suurta kiinnityspisteiden välisen etäisyyden muutosta vastaa anturista mitattu lukema. Kiinnityspisteet olivat n. 100 mm päässä toisistaan niin kalibroinnissa kuin rakenteessakin, joten siirtymät voidaan suoraan muuntaa suhteellisiksi (puristumat/venymät). Kuvissa 2 ja 3 on esitetty kahden anturin kalibroinnin tuloksena saatu pisteparvi ja siihen sovitettu suora.



Kuva 2 Betonin puristuma-anturin S54 kalibroinnin tulokset ennen lohkon 2 kuormitusta



Kuva 3 Betonin puristuma-anturin S55 kalibroinnin tulokset ennen lohkon 2 kuormitusta

Kalibrointi suoritettiin ennen molempia koekuormituksia. Taulukossa 1 on esitetty ennen lohkon 2 koekuormitusta saadut anturien kertoimet ja taulukossa 2 ennen lohkon 1 koekuormitusta saadut kertoimet.

Taulukko 1 Betonin puristuma-antureiden kertoimet ennen lohkon 2 koekuormitusta

Anturin tunnus	Nimi koekuormituksessa (Lohko 2)	Kalibroitu kerroin
S16	BP2	1,40612
S51	BP5	1,62198
S52	BP1	1,41061
S53	BP4	1,49369
S54	BP9	1,57120
S55	BP12	1,46997
S56	BP15	1,55016
S57	BP16	1,38442
S58	BP13	1,34661
S59	BP10	1,46801
S60	BP11	1,36158
S61	BP6	1,27978

*Taulukko 2 Betonin puristuma-antureiden kertoimet ennen lohkon 1 koekuormitusta*

Anturin tunnus	Nimi koekuormituksessa (Lohko 2)	Kalibroitu kerroin
S51	BP1	1,40832
S54	BP9	1,44371
S53	BP70	1,31493
S60	BP2	1,31308
S59	BP3	1,27896
S2	BP40	1,54035
S57	BP7	1,32470
S55	BP50	1,33083
S61	BP10	1,25494
S3	BP11	1,51225
S6	BP12	1,46749
S4	BP4	1,45361
S58	BP13	1,22206
S5	BP8	1,46253
S15	BP6	1,50587
S56	BP130	1,41894
S8	BP5	1,34149



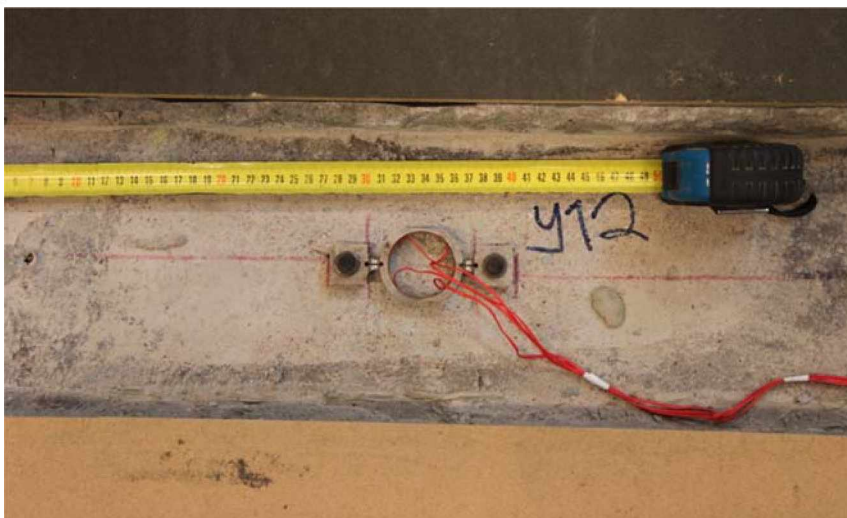
# Betonin puristuma-anturien asennus



*Kuva 1 Anturin asennus aloitettiin hiomalla betoni tasaikseksi*



*Kuva 2 Kiinnitystä varten asennettiin M8 kiila-ankkurit ja hiottiin betonia kiinnityspisteiden välistä pois*



*Kuva 3 Anturi kiinnitettiin M8 10.9 pulteilla kiila-ankkureihin ja kiristettiin n. momenttiin 13 Nm*





# Voima-anturien kalibrointi

Koekuormituksessa käytetyt voima-anturit kalibroitiin puristamalla niitä kolmannen osapuolen (Raute Precision Oy, nyk. Lahti Precision Oy) kalibroimaa voima-anturia vasten. Jokaisesta anturista mitattiin niiden jännitteen muutos ja syöttöjännite. Kalibroidun anturin antama tulos muutettiin voimaksi, jonka perusteella pystyttiin kalibroitavien voima-anturien voiman ja jännitteen muutoksen yhteys selvittämään. Kalibrointijärjestely on esitetty kuvassa 1.



Kuva 1 Voima-anturien kalibrointi

Kuvissa 2-5 on esitetty kalibroitavien anturien valmistajan toimittamat tiedot antureista.

検査成績書 Test Data Sheet 土木用変換器 TRANSducers FOR CIVIL ENGINEERING			
型式 Model	BL-100TE	製造番号 Serial No.	7X0880001
定価容量 Rated capacity	0 ~ 1 MN	検査年月日 Inspected date	2008. 4. 11
測定範囲 Measuring range		温度 Temp.	23 °C
		湿度 Humidity	50 %RH
1. 定価出力 Rated output	1065		$\mu V/V$
2. 初期不平衡 Initial bridge unbalance	2129		$\times 10^{-6}$ 密
3. 校正係数 Calibration const	79		$\mu V/V$
4. 非直線性 Nonlinearity	158		$\times 10^{-6}$ 密
5. 計器の線形係数 $\beta_s$ Applicable coefficient of linear expansion	0.0009394	MN / $1.0 \mu V/V$	
6. 零点 So Zero output	0.0004697	MN / $1.0 \times 10^{-6}$ 密	
7. 温度係数 $\beta$ Temperature calibration constant	0.24	%RO	
8. 入出力抵抗 Input & Output resistance			
	入力 Input	350.9	$\Omega$
	出力 Output	351.1	$\Omega$
単位 ..... 密 : ひずみ (Strain)			
株式会社 共和電業 KYOWA ELECTRONIC INSTRUMENTS CO., LTD.		検査者 Inspector	合格
		責任者 Supervisor	

共和品 - 404C

Kuva 2 Voima-anturi H1

検査成績書 Test Data Sheet 土木用変換器 TRANSducers FOR CIVIL ENGINEERING			
型式 Model	BL-100TE	製造番号 Serial No.	7X0880002
定価容量 Rated capacity	0 ~ 1 MN	検査年月日 Inspected date	2008. 4. 11
測定範囲 Measuring range		温度 Temp.	23 °C
		湿度 Humidity	50 %RH
1. 定価出力 Rated output	1063		$\mu V/V$
2. 初期不平衡 Initial bridge unbalance	2126		$\times 10^{-6}$ 密
3. 校正係数 Calibration const	92		$\mu V/V$
4. 非直線性 Nonlinearity	183		$\times 10^{-6}$ 密
5. 計器の線形係数 $\beta_s$ Applicable coefficient of linear expansion	0.0009407	MN / $1.0 \mu V/V$	
6. 零点 So Zero output	0.0004704	MN / $1.0 \times 10^{-6}$ 密	
7. 温度係数 $\beta$ Temperature calibration constant	0.26	%RO	
8. 入出力抵抗 Input & Output resistance			
	入力 Input	350.6	$\Omega$
	出力 Output	350.7	$\Omega$
単位 ..... 密 : ひずみ (Strain)			
株式会社 共和電業 KYOWA ELECTRONIC INSTRUMENTS CO., LTD.		検査者 Inspector	合格
		責任者 Supervisor	

共和品 - 404C

Kuva 3 Voima-anturi H2

検査成績書 Test Data Sheet 土木用変換器 TRANSducers FOR CIVIL ENGINEERING			
型式名 Model	BL-100TE	製造番号 Serial No.	7X0880003
定格容量 Rated capacity	0 ~ 1 MN	検査年月日 Inspected date	2008.4.11
測定範囲 Measuring range		温度 Temp.	23 °C
		湿度 Humidity	50 %RH
1. 定格出力 Rated output	1083	$\mu V/V$	
2. 初期不平衡 Initial bridge unbalance	2165	$\times 10^{-6} \%$	
3. 校正係数 Calibration const.	110	$\mu V/V$	
4. 非直線性 Nonlinearity	0.0009238	MN / $1.0 \mu V/V$	
5. 計器の線形係数 $\beta_s$ Applicable coefficient of linear expansion	0.0004619	MN / $1.0 \times 10^{-6} \%$	
6. 零点 So Zero output	0.23	%RO	
7. 温度係数 $\beta$ Temperature calibration constant		$\times 10^{-5}/^{\circ}C$	
8. 入出力抵抗 Input & Output resistance		$\times 0.01 \Omega (^{\circ}C)$	
単位: .....: ひずみ (Strain)	入力 Input	350.8	$\Omega$
	出力 Output	351.0	$\Omega$
検査者 Inspector		合格	
責任者 Supervisor			
株式会社 共和電業 KYOWA ELECTRONIC INSTRUMENTS CO.,LTD.			

共和品-404C

Kuva 4 Voima-anturi H3

検査成績書 Test Data Sheet 土木用変換器 TRANSducers FOR CIVIL ENGINEERING			
型式名 Model	BL-100TE	製造番号 Serial No.	7X0880004
定格容量 Rated capacity	0 ~ 1 MN	検査年月日 Inspected date	2008.4.11
測定範囲 Measuring range		温度 Temp.	23 °C
		湿度 Humidity	50 %RH
1. 定格出力 Rated output	1064	$\mu V/V$	
2. 初期不平衡 Initial bridge unbalance	2127	$\times 10^{-6} \%$	
3. 校正係数 Calibration const.	13	$\mu V/V$	
4. 非直線性 Nonlinearity	25	$\times 10^{-6} \%$	
5. 計器の線形係数 $\beta_s$ Applicable coefficient of linear expansion	0.0009403	MN / $1.0 \mu V/V$	
6. 零点 So Zero output	0.0004701	MN / $1.0 \times 10^{-6} \%$	
7. 温度係数 $\beta$ Temperature calibration constant	0.19	%RO	
8. 入出力抵抗 Input & Output resistance		$\times 10^{-5}/^{\circ}C$	
単位: .....: ひずみ (Strain)	入力 Input	350.8	$\Omega$
	出力 Output	351.0	$\Omega$
検査者 Inspector		合格	
責任者 Supervisor			
株式会社 共和電業 KYOWA ELECTRONIC INSTRUMENTS CO.,LTD.			

共和品-404C

Kuva 5 Voima-anturi H4

Taulukossa 1 on esitetty kalibroidun anturin kalibrointitodistuksesta anturiin vaikuttavan voiman ja jännitteen (V/V, syöttöjännite huomioitu) välinen yhteys. Taulukon interpoloitujen keskiarvojen perusteella laskettaessa kalibroidun anturin kerroin on 1113516 kN/V/V.

### Taulukko 1 Kalibroidun voima-anturin kalibrointitulokset

#### Taulukko 5:

#### Aritmeettiset keksiarvot, suhteelliset vaihteluvälit ja suhteellinen hystereesi

Suhteellinen vaihteluväli on pyöristetty 0,01 %:in ja suhteellinen hystereesi 0,05 %:in.

	Mittausarjat 1,2,3, mitta- asento 0°		Mittausarjat 1,4,5,6, mit- ta-asennot 0°, 90°, 180°, 270°		Interpoloidut tulokset mittausar- joista 1,4,5,6		
Voima kN	Aritmeett. keskiarvo	Suht. vaiht. väli %	Aritmeett. keskiarvo	Suht. vaiht. väli %	keski- arvot	suht. virhe %	suht. hyst. %
100	-0.085973	-0.04	-0.085709	-0.54	-0.085556	-0.18	-1.20
200	-0.174983	-0.03	-0.174838	-0.19	-0.175091	0.14	-0.75
300	-0.264805	-0.02	-0.264736	-0.13	-0.264785	0.02	-0.50
400	-0.354695	-0.01	-0.354681	-0.11	-0.354596	-0.02	-0.40
500	-0.444567	-0.01	-0.444593	-0.11	-0.444478	-0.03	-0.25
600	-0.534397	-0.01	-0.534449	-0.10	-0.534389	-0.01	-0.15
700	-0.624197	0.00	-0.624259	-0.10	-0.624284	0.00	-0.10
800	-0.713972	0.00	-0.714033	-0.10	-0.714120	0.01	-0.05
900	-0.803720	0.00	-0.803773	-0.09	-0.803853	0.01	-0.05
1000	-0.893487	0.00	-0.893520	-0.09	-0.893438	-0.01	

Taulukossa 2 on esitetty kalibroinnin tulokset. Sovittamalla dataan lineaarisella regressiolla suora, saadaan selville kunkin anturin kerroin. Kertoimet on esitetty taulukossa 3.

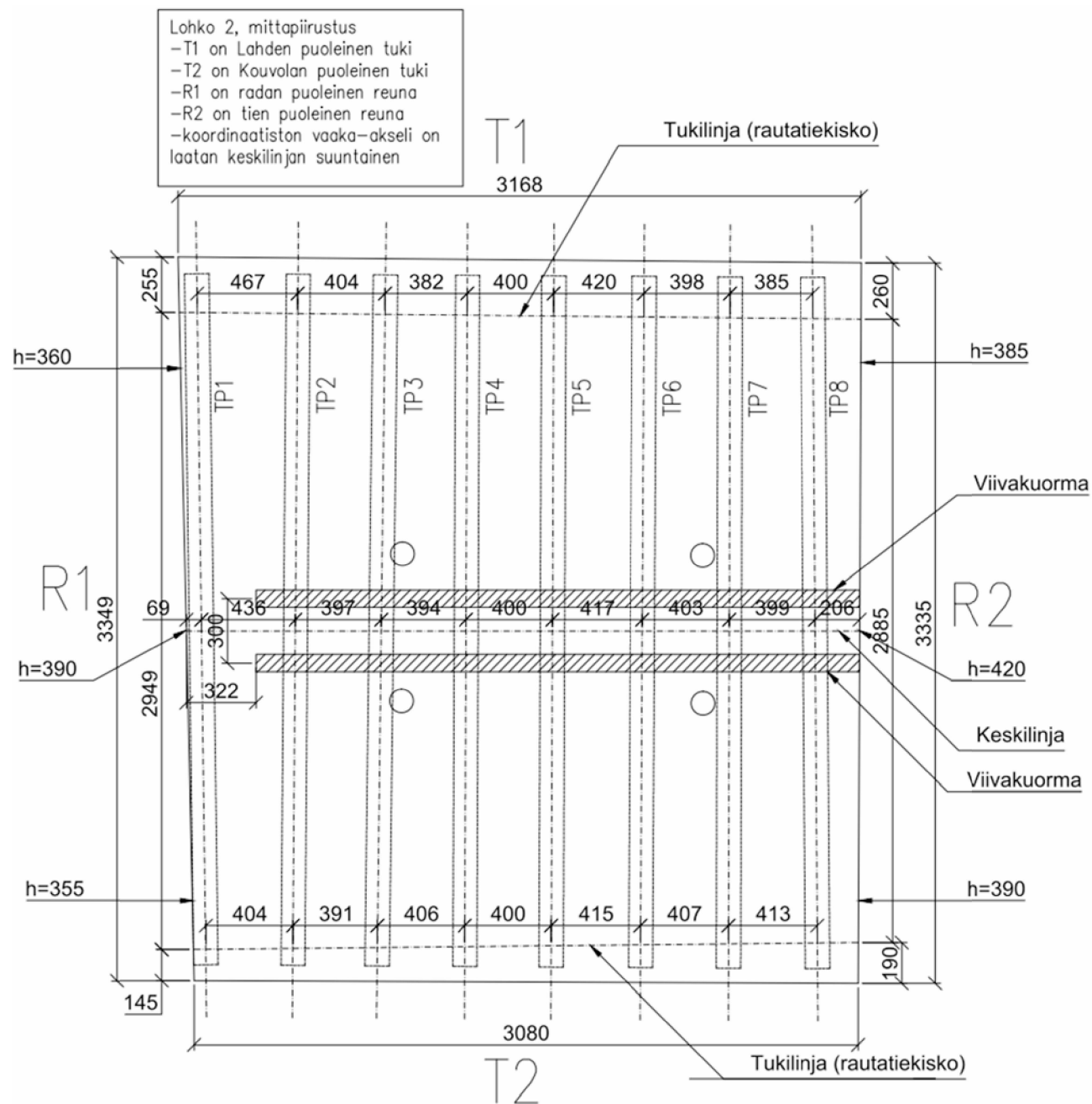
*Taulukko 2 Kalibroinnin tulokset*

Voima [kN]	Anturi H1 [V/V]	Anturi H2 [V/V]	Anturi H3 [V/V]	Anturi H4 [V/V]
0	-8.023234E-05	-8.731957E-05	-3.169248E-05	-5.131329E-06
16.5334	-9.773125E-05	-1.051973E-04	-5.066401E-05	-2.435405E-05
32.90251	-1.162149E-04	-1.233659E-04	-7.045256E-05	-4.336583E-05
99.73636	-1.911490E-04	-1.977724E-04	-1.466681E-04	-1.181918E-04
190.4565	-2.902870E-04	-2.967229E-04	-2.475107E-04	-2.167016E-04
286.6066	-3.951032E-04	-4.013709E-04	-3.539466E-04	-3.211180E-04
380.1657	-4.962664E-04	-5.032705E-04	-4.570864E-04	-4.226165E-04
477.4413	-6.016269E-04	-6.088185E-04	-5.645501E-04	-5.283353E-04
574.8136	-7.068884E-04	-7.142288E-04	-6.720611E-04	-6.337221E-04
667.5229	-8.070781E-04	-8.146697E-04	-7.741855E-04	-7.342482E-04
766.6493	-9.143120E-04	-9.220293E-04	-8.834179E-04	-8.416716E-04
867.2552	-1.023150E-03	-1.031415E-03	-9.946333E-04	-9.510353E-04
960.7301	-1.124782E-03	-1.133090E-03	-1.098157E-03	-1.052499E-03
0.187006	-8.090458E-05	-8.803429E-05	-3.234560E-05	-5.846405E-06

*Taulukko 3 Kalibroinnin perusteella saadut anturien kertoimet*

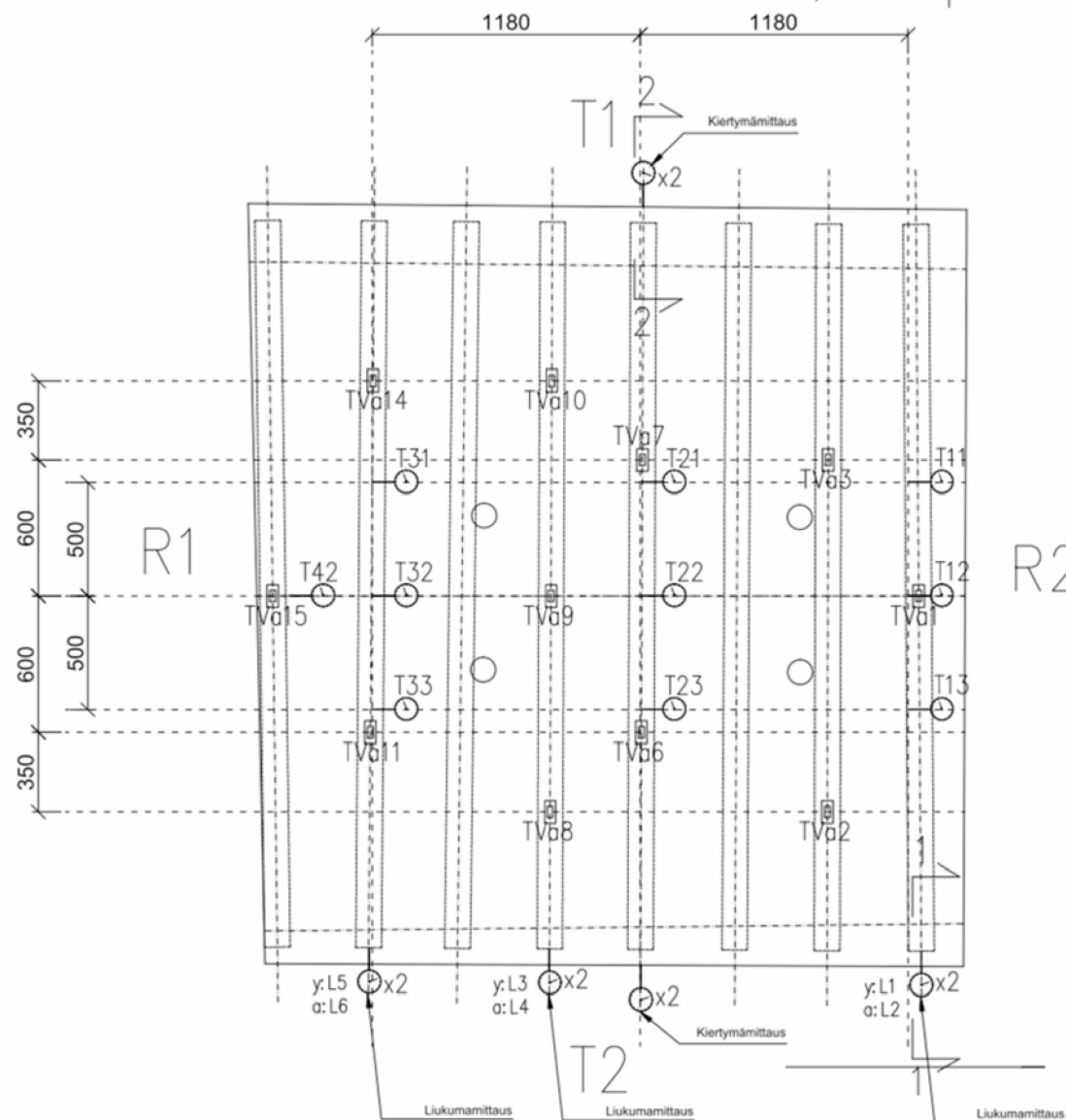
	Kalibroitu kerroin [kN/V/V]
Anturi H1	920061
Anturi H2	919017
Anturi H3	901929
Anturi H4	918484







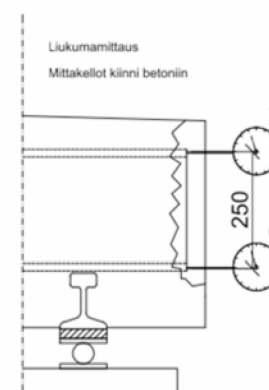
## Lohkon 2 mittaussuunnitelma, alapinta, 1:20



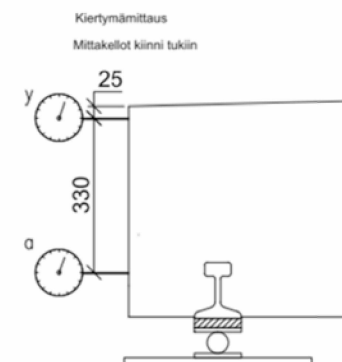
## Merkinnät

- Teräksen venymäliuska
- Siirtymämittakello
- Betonin puristuman mittaus

1-1 1:10



2-2 1:10

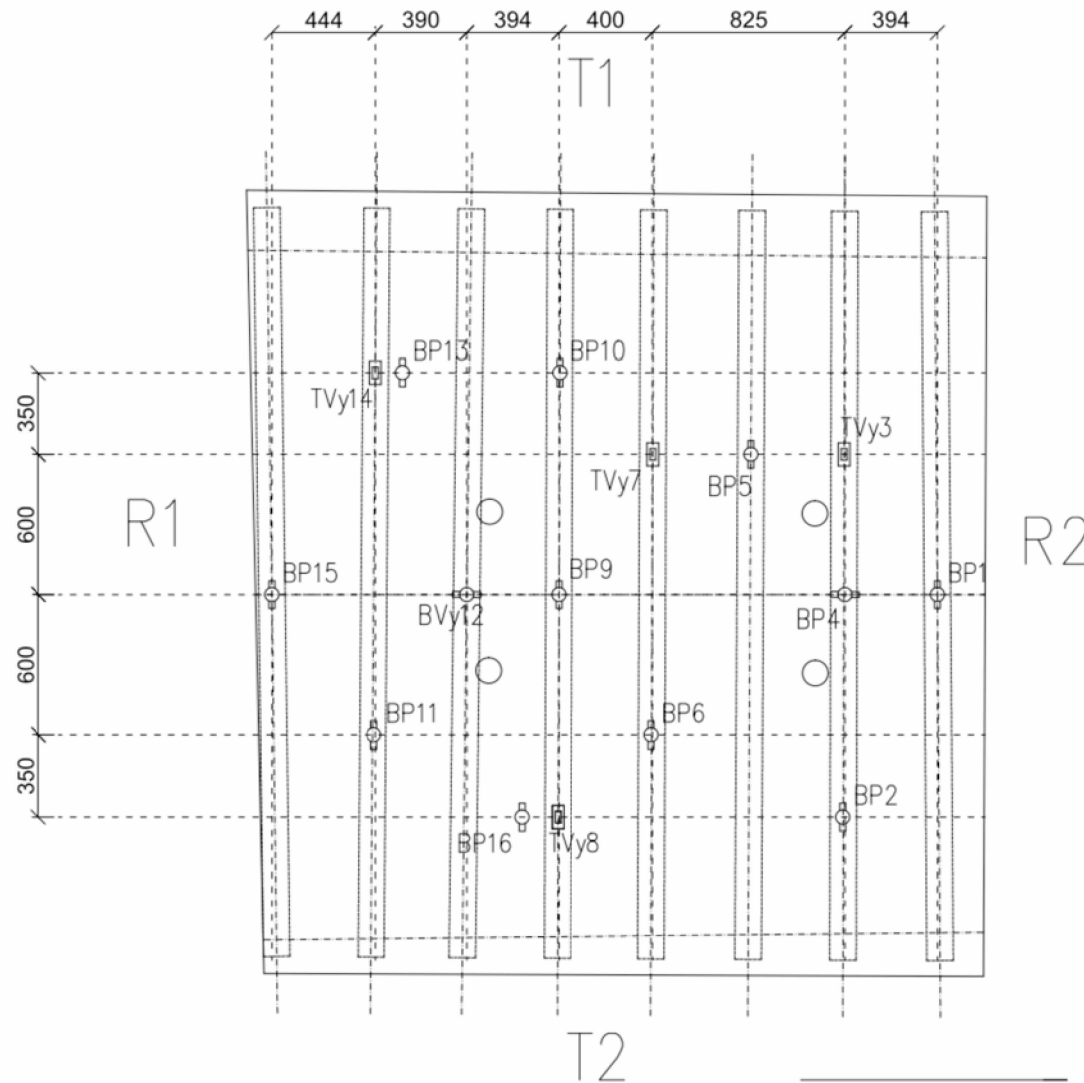


TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO

SUOKANNAN SILLAN KUORMITUSKOE  
Kuormituskoejärjestelyt

Mk: 1:20	Suunn. JTu
Pvm. 1.9.2011	Hyv.

## Lohkon 2 mittaussuunnitelma, yläpinta, 1:20



## Merkinnät



Teräksen venymäliuska



Siirtymämittakello



Betonin puristuman mittaus



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO

SUOKANNAN SILLAN KUORMITUSKOE  
Kuormituskoejärjestelyt

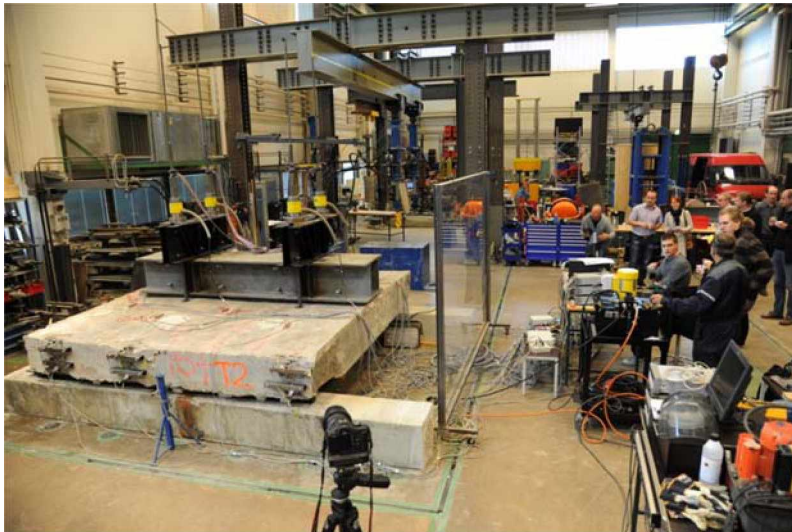
Mk: 1:20

Suunn. JTu

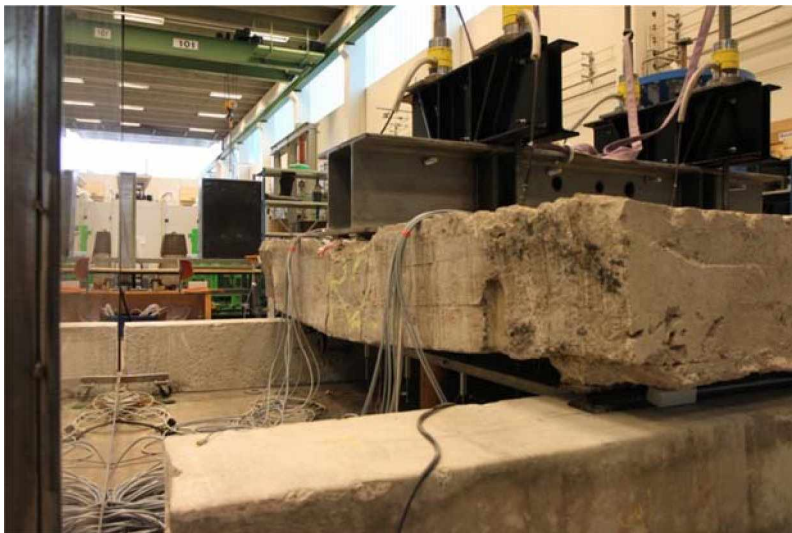
Pvm. 1.9.2011

Hyv.





*Kuva 1 Lohko 2 ennen koekuormitusta, Kuva: Arto Jalonen*



*Kuva 2 Lohkon 2 taipumat olivat murrossa suuria suhteessa jänneväliin*



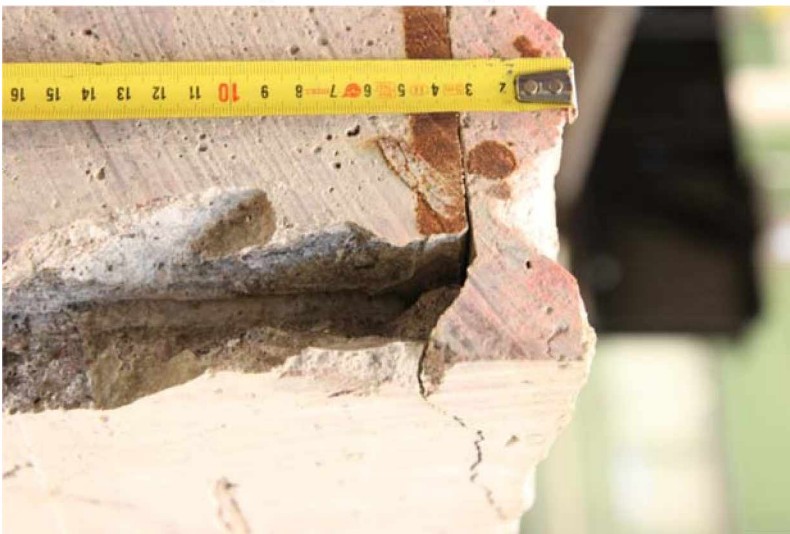
*Kuva 3 Lohkon 2 murtunut reuna R1*



*Kuva 4 Betoni murtui koko sillan leveydeltä viivakuormien välistä*



*Kuva 5 Betoni murtopinnalla oli hienojakoisen näköistä*



*Kuva 6 Reunalla R1 teräspalkki liukui huomattavasti suhteessa betoniin johtuen siitä palkki ei ollut kokonaan betonin ympäröimä*





*Kuva 7 Lohko 2 alapinnan betonin avaamisen jälkeen. Keltaisella on merkitty kohdat, josta teräspalkit olivat huomattavasti ruostuneet*



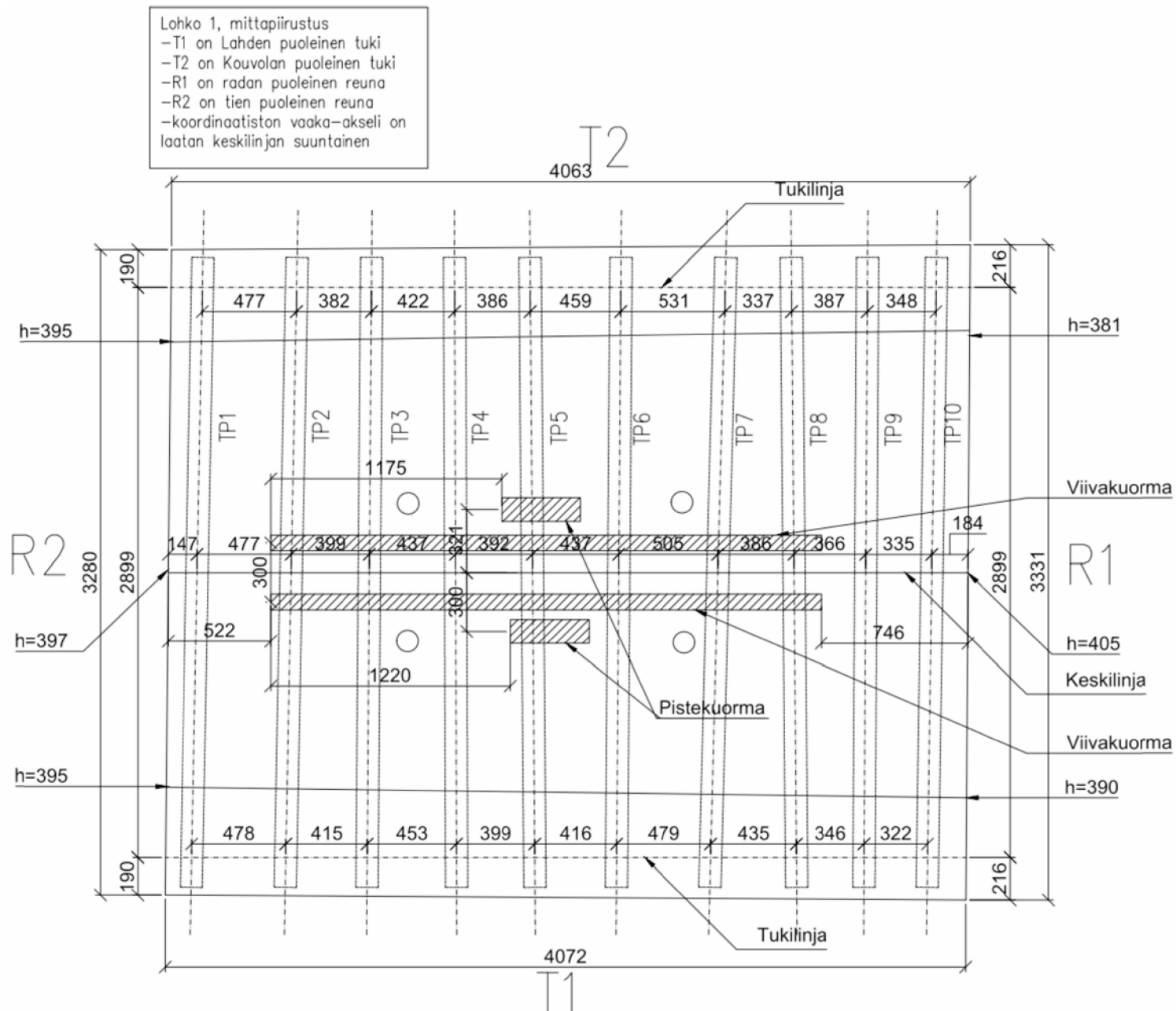
*Kuva 8 Jotkin poikittaiset teräkset olivat huomattavasti ruostuneet teräspalkkien kohdalta*



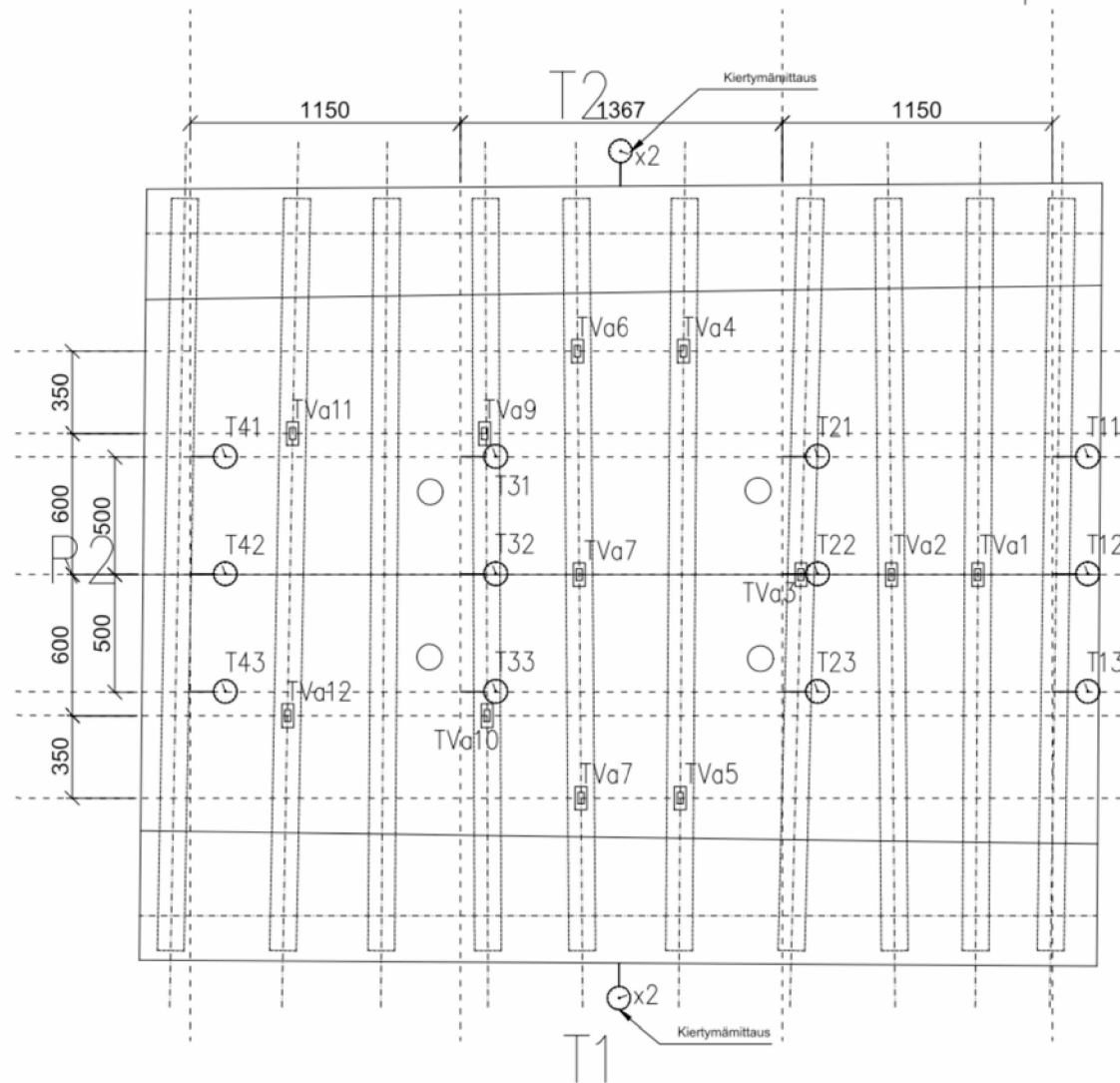
*Kuva 9 Teräspalkkien alapinnan korroosion määrän mittausjärjestely*







## Lohkon 1 mittaussuunnitelma, alapinta, 1:20



## Merkinnät



Teräksen venymäliuska



Siirtymämittakello



Betonin puristuman mittaus

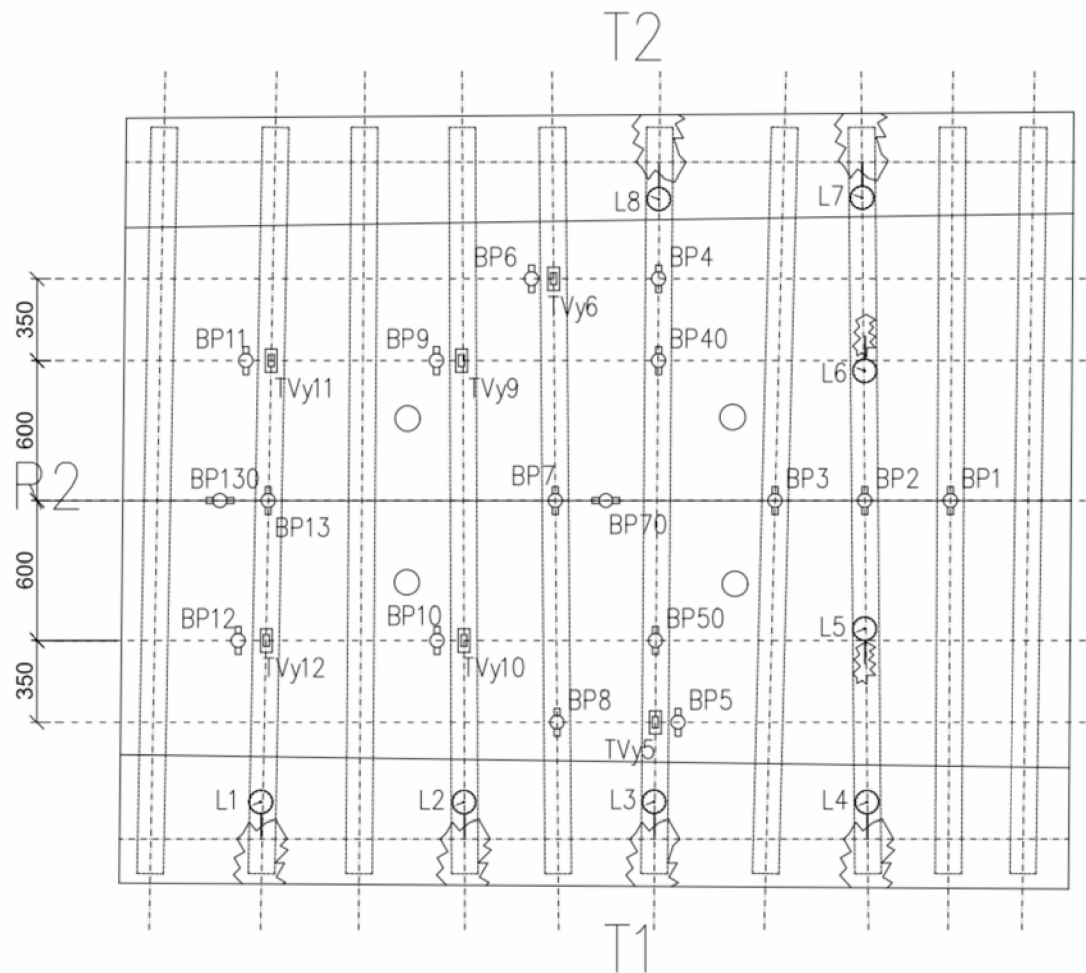


TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO

SUOKANNAN SILLAN KUORMITUSKOE  
Kuormituskoejärjestelyt

Mk:	1:20	Suunn.	JTu
Pvm.	20.10.2011	Hyv.	

## Lohkon 1 mittaussuunnitelma, yläpinta, 1:20



## Merkinnät



Teräksen venymäliuska

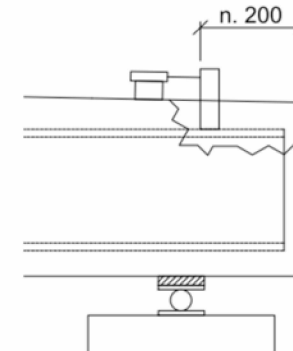


Siirtymämittakello



Betonin puristuman mittaus

Liukumamittaus



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO

SUOKANNAN SILLAN KUORMITUSKOE  
Kuormituskoejärjestelyt

Mk: 1:20	Suunn. JTu
Pvm. 20.10.2011	Hyv.





*Kuva 1 Lohko 1 ennen koekuormitusta, Kuva: Arto Jalonen*



*Kuva 2 Reunalla R1 ei irtileikkaantumisen johdosta ollut erityisen suuria halkemia eikä murtumista*



*Kuva 3 Reunan R2 betoni halkeilleena ja murtuneena*





*Kuva 4 Rakenteen päässä betonin ja teräksen välissä havaittiin liukumia murtokuormituksessa*



*Kuva 5 Irtileikkaantunut reuna R1*



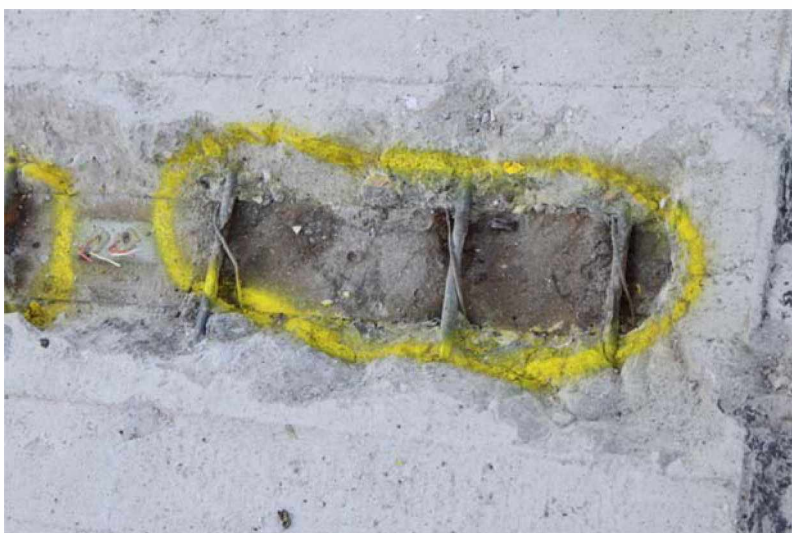
*Kuva 6 Reunalla R2 betonia irtosi teräspalkin päältä*



*Kuva 7 Irtileikkaantuneen reunan R2 alapinnan halkeilua*



*Kuva 8 Teräspalkit olivat ruostuneet laajalta alalta, joten niiden korroosion määrää oli hankala mitata*



*Kuva 9 Poikittaiset teräkset olivat myös ruostuneet niissä kohdissa, jossa teräspalkkikin oli ruostunut*





